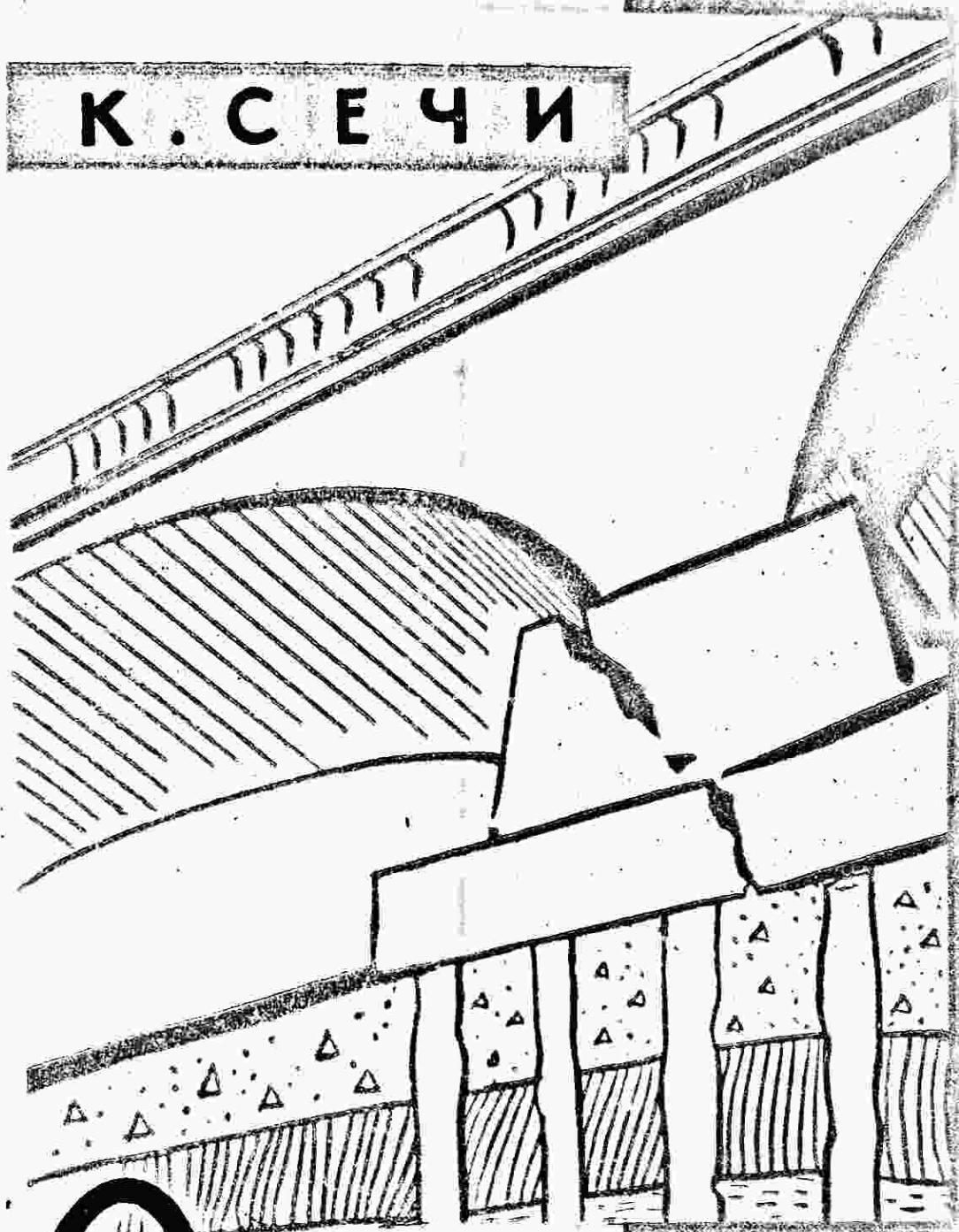


604
С.П.З

К. С Е Ч И



ОШИБКИ В СООРУЖЕНИИ ФУНДАМЕНТОВ

6сЧ
С.33

КАРОЙ СЕЧИ

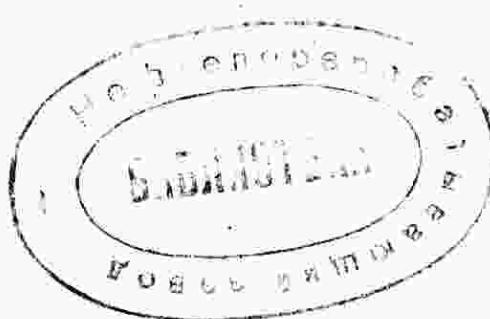
профессор

ОШИБКИ В СООРУЖЕНИИ ФУНДАМЕНТОВ

Перевод с венгерского
инж. С. А. ТИПОЛЬТА

Предисловие
д-ра техн. наук проф.
М. И. ГОРБУНОВА-ПОСАДОВА

6921.



ГОСУДАРСТВЕННОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ, АРХИТЕКТУРЕ
И СТРОИТЕЛЬНЫМ МАТЕРИАЛАМ

Москва — 1960

DR. SZÉCHY KÁROLY

Kossuth-díjas mérnök,
műegyetemi tanár

ALAPOZÁSI HIBÁK

Budapest
1958

Книга содержит ценный материал по описанию и анализу причин аварий, произошедших вследствие неправильного использования естественных оснований и неправильно запроектированных свайных фундаментов.

Автор объединяет эти причины в четыре основные группы: неправильности, допущенные при изыскании грунтов или неполном изыскании грунтов; при проектировании; при производстве строительных работ; при произошедших изменениях в нагрузке на грунт или изменениях самого грунта.

Ознакомление с материалами книги поможет проектировщикам и производственникам более вдумчиво подойти к проектированию и устройству оснований и фундаментов и избежать тех ошибок, которые встречаются в фундаментостроении.

Научный редактор — канд. техн. наук К. Е. Егоров

ПРЕДИСЛОВИЕ

Предлагаемый вниманию советских инженеров-строителей перевод книги венгерского профессора К. Сечи содержит описание множества аварий самого различного типа сооружений, возникших вследствие допущенных ошибок при изыскании грунтов, проектировании, производстве работ или вследствие непредвиденных изменений нагрузок. Большинство описанных аварий наблюдалось самим автором в его обширной строительной практике; естественно, что в своей книге он мог достаточно полно осветить условия, в которых они происходили, и компетентно проанализировать вызвавшие их причины.

Вопросы правильного фундирования сооружения — едва ли не сложнейшие в строительной технике. Несмотря на большие успехи механики грунтов, достигнутые за последние годы, она еще далеко не отражает в необходимой степени механические свойства столь сложного материала, каким является грунт. К тому же грунтовое основание не статично во времени. Изменения в действии грунтовых вод, неоднородность геологического строения основания, влияние температурных изменений, условия производства работ, взаимодействие ранее выстроенных сооружений с вновь воздвигаемыми по соседству и множество других столь же важных факторов составляет комплекс вопросов, мимо которых не имеет права пройти ни проектировщик, ни строитель. Лишь часть из них может быть учтена расчетом. Остальная часть должна быть принята во внимание, исходя из имеющегося строительного опыта, в том числе из анализа произошедших аварий сооружений.

Книга К. Сечи, смело и глубоко вскрывающая ошибки, часть которых была допущена самим автором, может помочь строителям избежать их повторения в своей работе. Этому способствует то обстоятельство, что значительная часть описанных случаев аварий вызвана не какими-либо особыми, чрезвычайными причинами; эти аварии явились следствием недоучета обстоятельств, весьма часто встречающихся в общей строительной практике.

Автор в основном ограничивается опытом строительства в Венгрии; из зарубежного опыта освещаются лишь те случаи, которые могут встретиться и в практике венгерского инженера. Поэтому в книге отсутствуют или лишь мельком затрагиваются такие существенные для советского строителя вопросы, как ава-

рии сооружений на лёссовидных и мерзлых основаниях и аварии, возникающие вследствие пучения грунта.

Карой Сечи останавливается преимущественно на производственных вопросах. Он не ставит себе основной задачей освещение ошибок, связанных с неправильным расчетом оснований и фундаментов. Такого рода ошибки, надо полагать, являются предметом работ других исследователей, которые могли бы показать результаты игнорирования достижений механики грунтов, или (что было бы еще ценнее в научном отношении) несоответствие тех или иных теоретических положений механики грунтов действительным явлениям. Можно ожидать, что авторы последующих работ об ошибках в фундаментостроении дадут читателю дополнительные сведения по вопросу, особенно интересующему в настоящее время советских строителей как инженеров, так и научных работников: какова величина допустимых неравномерных осадок для сооружений различного типа. Исследование этого вопроса и нормирование величин предельных осадок лишь частично может быть достигнуто расчетом и, в силу сложности работы системы основание—фундамент—сооружение, должно вытекать из наблюдений за поведением выстроенных сооружений в натуре. Нельзя при этом забывать, что благополучное поведение сооружений дает в этом отношении значительно менее ценный для заключений материал, чем их аварийное состояние, так как в первом случае исследователю остаются неизвестными фактически допущенные излишние запасы прочности.

Все эти проблемы еще предстоит подробно разработать нашим и зарубежным специалистам по фундаментостроению. Важное значение книги Сечи заключается в общем расширении кругозора специалиста этого профиля. Опыт венгерского автора поможет своевременно учитывать те или иные обстоятельства, которые в столь сложной области строительного дела, как основания и фундаменты, не могут быть предусмотрены никакими нормами или методами расчета.

Следует заметить, что в СССР перевод труда Сечи не будет первой книгой, посвященной затронутому в ней вопросу. В первую очередь здесь надо отметить книгу В. И. Рыбакова «Осадки фундаментов сооружений» (1937), в которой содержится тщательное описание грунтовых условий, нагрузок, хода осадок и других факторов, влияющих на деформацию сооружений, что облегчает научное обобщение выводов, вытекающих из описанных в книге случаев аварий и значительных деформаций. Отдельные случаи аварий, повреждений, значительных осадок и деформаций описаны в книгах С. А. Андреева «Предупреждение аварий и повреждения зданий», И. Т. Иванова «Усиление оснований фундаментов и стен жилых зданий» и других авторов. Ценные сведения об авариях в условиях строительства на лёссовидных грунтах можно найти в книге Ю. М. Абелева «Основы проектирования и строительства на макропористых грунтах». Много сведений по авариям и деформациям в фундаментостроении разбросано

в многочисленных статьях, помещенных в сборниках и журналах. Значительный вклад в изучение вопроса составляют исследования Института оснований и подземных сооружений Академии строительства и архитектуры СССР, проведенные на основе выполненных Институтом измерений осадок огромного числа зданий и сооружений в различных пунктах Советского Союза.

Однако имеющиеся в этой области литературные сведения явно недостаточны в свете той пользы, которую могли бы извлечь инженеры-строители из более широкого ознакомления со случаями аварий современных сооружений. Книга К. Сечи в значительной мере заполняет этот пробел и, без сомнения, будет прочитана с большим интересом и пользой для своей работы широким кругом советских строителей.

М. И. ГОРБУНОВ-ПОСАДОВ
Действительный член АСиА СССР,
доктор технических наук, профессор

ПРЕДИСЛОВИЕ АВТОРА К ВЕНГЕРСКОМУ ИЗДАНИЮ

Издательство технической литературы Венгерской Народной Республики, по предложению Научно-строительного общества, обратилось к автору с просьбой написать эту книгу, в которой рассматриваются редко обсуждаемые публично вопросы. Тематика этого труда необычна. В нем описываются ошибки, на которых можно учиться, допущенные по разным причинам мной и моими товарищами. Мы можем с уверенностью сказать, что в будущем ни один из нас не повторит этих ошибок; они послужат нам наукой.

Цель книги — предоставить возможность всем занимающимся вопросами сооружения фундаментов, независимо от того, являются ли они преподавателями, проектировщиками или строителями, использовать результаты нашего опыта. Я не указывал точно место описанных в книге и действительно произошедших случаев; полагаю, что инженерам и без того будет ясно, о чем идет речь. Приводятся только некоторые из допущенных ошибок, так как я стремился объединить их в определенные группы, иллюстрируя каждую из них лишь несколькими примерами.

Я надеюсь, что, учитывая цель этой книги, никто из моих товарищей не будет на меня в обиде за обнародование ошибок, тем более, что среди них имеются и такие, участником которых являюсь я сам. И до и после того, как я начал писать эту книгу, я беседовал с венгерскими специалистами и специалистами других стран. Мнение их о пользе подобного труда оказалось единодушным.

Очень многие из венгерских специалистов по фундаментостроению оказали мне в работе действенную помощь и многие представили в мое распоряжение ценный материал. Всем им я выражаю здесь глубокую благодарность.

КАРОЙ СЕЧИ

В В Е Д Е Н И Е

Основная часть строительных ошибок является следствием неправильностей, допущенных при возведении фундаментов. К сожалению, несмотря на бурное развитие науки об основаниях и фундаментах, в течение последних десятилетий ошибки этого порядка не только не прекратились, но их число даже значительно возросло. Таким образом, вопрос этот и в настоящее время следует признать актуальным, а значение его серьезным, поскольку последствия ошибок при возведении фундаментов распространяются не только на подземную часть сооружения. Они влияют на общую устойчивость здания и сооружения. Ошибки при фундировании ведут к общей деформации всего сооружения, независимо от того, что конструкции наземной части выполнены безупречно. Одной из характерных черт неправильного возведения фундамента является то, что его отрицательное действие проявляется через довольно значительный промежуток времени после окончания всех строительных работ, т. е. во время эксплуатации сооружения.

Для проектирования фундаментов и их выполнения не могут быть найдены единые решения. Поэтому описание допущенных ошибок, изучение их причин и последствий, нахождение правильных методов строительства и восстановительных работ могут быть весьма полезны для использования их в будущем.

Вследствие многообразия грунтов, их изменчивости и невозможности их полного изучения, наука об основаниях и фундаментах не может дать безупречных теоретических решений, распространяющихся на все возможные случаи. Индивидуальные особенности или требования в каждом отдельном случае можно определить только практическим путем. Поэтому при выборе решений по устройству фундаментов (в одинаковой степени как при проектировании, так и при строительстве) практика играет немалую роль. Опыт остается всегда необходимым дополнительным элементом науки об основаниях и фундаментах.

Сам по себе массив фундамента, как конструкция, отличается от остальных частей сооружения не только в том отношении, что он находится во взаимодействии с грунтом основания, имеющим неоднородные свойства. Дело в том, что величина действующих на него сил не поддается точному учету и очень часто зависит от способа и условий возведения фундамента.

С точки зрения экономики ошибочное возведение фундаментов проявляет себя двояко. В одних случаях оно вызывает ничем не обоснованное удорожание стоимости фундаментов или подземной части сооружения, в других же просто делает невозможным возведение сооружения. При оценке экономических последствий ошибок должно быть учтено и то, что построенное на дефектных фундаментах сооружение или не может быть использовано без помех, или же вообще не соответствует своему назначению. В некоторых случаях ущерб исчерпывается разрушениями, но нередко он включает и потерю человеческих жизней. С какой бы точки зрения ни рассматривались все эти случаи, необходимо отметить, что стоимость мероприятий по исправлению ошибок обычно во много раз превосходит проектную стоимость всего фундамента. Иногда причиной ошибок является желание получить кажущуюся экономию. Однако получаемый при этом ущерб может превысить во сто и даже в тысячу раз сумму мнимой экономии. Так, например, иногда в проектах принимается более дешевое и простое устройство фундаментов или более экономичный способ водопонижения. Однако из-за возникающих в ходе строительства затруднений приходится оплачивать дополнительные работы, и в конце концов строители все же вынуждены прибегнуть к более дорогому, но более целесообразному способу выполнения, который и следовало предусмотреть с самого начала.

Причины неправильного возведения фундаментов обычно бывают следующие:

- 1) ошибочное или недостаточное выполнение геологических изысканий;
- 2) неправильности, допускаемые в проекте;
- 3) неправильное выполнение строительных работ;
- 4) повреждения в результате воздействия стихийных сил, вызывающих изменения в нагрузках.

Несколько лет назад геологические изыскания грунтов или вообще не выполнялись или же, если и выполнялись, то в недостаточном объеме и недоброкачественно. В настоящее время часто случается, что результаты геологических изысканий и заключения специалистов по вопросу механических свойств грунтов не анализируются должным образом проектировщиками, материалы геологических изысканий не попадают к тем, кто их должен знать и нередко остаются совершенно неизвестными строителями.

Практика Венгрии показывает, что специалисты, работающие в лабораториях по испытаниям механических свойств грунтов, не имеют требуемого контакта с проектировщиками. Последние во многих случаях не интересуются деталями исследований грунтов и не поддерживают непосредственной связи со специалистами ни во время проведения испытаний, ни в ходе проектирования. Наряду с этим и специалисты, проводящие исследования, не интересуются в период составления отчета и, в особенности, после его окончания требованиями, которые предъявляются проектом, его спецификой, и, наконец, не анализируют самый проект

после его составления. Этот и без того недостаточный взаимный контакт ослабевает еще больше в период строительства сооружения, когда к двум прежним участникам строительства присоединяется еще и третий — производитель работ. В процессе строительства проектировщик только изредка посещает строительную площадку, а специалист по грунтам вообще ею не интересуется. На практике, к сожалению, эти три заинтересованные группы проявляют интерес только в строго определенных границах своей специальности. Иногда дело доходит до того, что строитель, выполняет работы, слепо придерживаясь проекта, несмотря на очевидные или вскрытые в ходе работ, неправильности.

Ниже приводятся некоторые основные причины, влияющие на допускаемые в фундаментостроении ошибки.

Если геологические и гидрологические изыскания вообще не были произведены или же были выполнены только частично, то фактически к закладке фундамента приступают, не имея данных о несущей способности естественного основания. В этом отношении еще более серьезным недостатком является небрежность в выполнении инженерно-геологических изысканий и, в особенности, во взятии проб образцов грунта. Неточные данные о грунтах могут ввести в заблуждение и привести к неправильным заключениям о несущей способности. Это тем более возможно, что при современном состоянии буровой техники взятие образцов некоторых слоистых или имеющих зернистую структуру грунтов производится несовершенным способом и дает ненадежные результаты.

Обработка и анализ результатов изысканий данных пробных скважин, а также извлеченного керна не всегда отвечают техническим требованиям. В основном это происходит в результате неправильностей в обращении с образцами и в их использовании, а также небрежной их транспортировки. Лаборатории часто обрабатывают полученные образцы механически, не проверяя на месте отбора образцов состояние и устойчивость грунта и возможность возникновения его изменений от будущих условий (влажности, плотности грунта). Эти явления могут быть вызваны атмосферными осадками, размывом, образованием подземных пустот, возможным изменением уровня грунтовых вод, нагрузкой от сооружения и рядом других внешних воздействий. Если специалисты, выполняющие геологические исследования, не обращают внимание проектировщика на необходимость использования этих исследований, это — серьезное упущение с их стороны.

Заключение по вопросам физико-механических свойств грунта часто бывает неполным (не содержит, например, предложений о способе фундирования, исследований в отношении осадки или устойчивости грунта, соображений о способе выполнения работ). Встречаются и такие случаи, когда все эти данные имеются, но не используются должным образом проектировщиками и производителями работ.

Геологи, проектировщики и производители работ не поддерживают между собой необходимой связи в период проектирования и

строительства и только в случае наступления аварийного состояния информируют друг друга о несоответствии фактического положения с принятым в проекте. Такие несоответствия могут иметь место не только в отношении состояния грунта, но и в условиях выполнения работ, в графике работ и даже в вопросах применения строительных механизмов и оборудования. Упущения в координации и ведении работ особенно часты в тех случаях, когда заказчик не имеет специалиста и не в состоянии выполнить техническое руководство или принять на себя ответственность за работы.

Каждому понятно, что осуществление крупного строительства — это не только административная операция с выдачей заказов и заключением договоров на проектирование, строительство и изготовление оборудования. Основной задачей здесь остается техническое руководство и ведение работ. В ходе проектирования или строительства крупных сооружений неизбежно неоднократное внесение в проект существенных поправок в зависимости от обстановки. При строительстве фундаментов это случается очень часто, так как даже самые тщательные изыскания не могут выявить все детали, а проектировщик также, со своей стороны, не в состоянии заранее все учесть.

Однако необходимо иметь в виду, что во многих случаях изменения, вынужденные обстоятельствами, могут повлечь за собой серьезные последствия в отношении нагрузок и устойчивости сооружения. Быстрое и ответственное вмешательство возможно только в том случае, если все строительные дела находятся в руках одного учреждения, которое в состоянии сразу определить сущность предстоящих изменений и с полной ответственностью, без промедления, вынести требуемое решение. Проектировщики, строители и геологи обычно не знакомы со всем комплексом возникающих в этих случаях вопросов, устройство же совместных совещаний довольно сложно и во всяком случае требует много времени. Между тем аварийное состояние на строительстве может ухудшиться в течение весьма короткого времени.

Несомненно, часть ошибок в проектировании возникает в результате указанного выше неправильного анализа и использования данных геологических изысканий. При проектировании крупных гидротехнических сооружений ошибки могут быть вызваны невыполнением предварительных испытаний на маломасштабной модели объекта. Помимо того, при проектировании допускаются и различные индивидуальные ошибки.

Основной ошибкой в проектировании конструкций является невнимание к взаимодействию между грунтом и фундаментом и деформациям грунтов, вызывающим разрушение самой конструкции. Это проявляется главным образом в недопустимых для целостности сооружения осадках, появлении трещин в несущих конструкциях и, в худшем случае, их выходе из строя. Возможны также провалы или наклоны фундаментных массивов и подземных частей сооружений и сдвиги, приводящие сооружение в негодность.

Еще тяжелее случай, когда проектировщик допускает не отвечающее требованиям устройство фундамента или же принимает заложение фундамента несоответствующим образом.

Весьма часто имеет место ошибка, при которой в ходе проектирования не учитываются происходящие под воздействием внешних причин изменения несущей способности основания или величины нагрузки. Такие изменения могут возникнуть в первую очередь при увлажнении, размыве или подмыве водой слоя грунта, несущего нагрузку. Грунтовые воды снижают первоначальную несущую способность основания или фундамента в целом. Вода может увеличить внешнюю нагрузку не только вследствие ее уровня, но и проникая в грунт, окружающий подземные части сооружения, снижая тем самым его внутреннюю устойчивость (угол внутреннего трения ϕ , удельное сцепление грунта c), при одновременном увеличении давления.

Изменения условий могут быть вызваны также удалением земли с прилегающей к объекту поверхности, рытьем по соседству с фундаментом котлованов, устройством каналов или новых сооружений в непосредственной близости (в последнем случае происходит наложение напряжений), или же дополнительным возникновением какой-либо внешней статической или динамической нагрузки от сотрясения, движения транспорта и т. п. Так замена старых паровых машин с небольшим числом оборотов, обслуживавших насосные станции для перекачки пойменных вод, двигателями внутреннего сгорания с большим числом оборотов может вызвать в грунте возникновение резонанса с критической собственной частотой и осадку аварийного характера.

Помимо тех случаев, когда проектировщик пренебрегает фактом возможного изменения нагрузок, встречаются и такие, при которых нагрузки принимаются им совершенно неправильно.

Очень часто случается, что для несущих различную нагрузку отдельных частей какого-либо сооружения проектируются фундаменты одинаковой несущей способности; или же, наоборот, для одинаково загруженных частей сооружения предусматривается устройство фундаментов различной несущей способности или различных по своему характеру (на естественном или искусственном основании и т. п.). Иногда забывают, что у различно загруженных или отличающихся по конструкции фундаментов обычно возникает неравномерная осадка.

Неправильности в выполнении строительных работ происходят иногда независимо от других факторов, а в некоторых случаях — в сочетании с ошибками, допущенными при проектировании фундамента или исследовании грунта.

Нередки случаи, когда причиной аварийного состояния оказывается низкое качество выполненных работ, недоброкачественность строительных материалов или же неправильная технология работ. Сюда относится, например, подводное бетонирование, в результате которого получилась ноздреватая или пористая структура бетона, ненадежность действующей системы водоотлива или

пневматического хозяйства. Сюда могут быть также причислены неправильности в применении механизмов, а также любая небрежность в работе, обычно допускаемая в погоне за ошибочно понимаемой экономией.

Чаще всего аварийные проявления объясняются применением не отвечающего местным условиям способа водоотлива, в особенности при наличии легко подвижных песков или илистых грунтов. Неправильно выбранный метод водоотлива затрудняет выполнение работ, снижает несущую способность фундамента и даже может поставить под угрозу устойчивость находящихся вблизи сооружений.

Другим основным источником допускаемых при строительстве ошибок является неправильное устройство ограждений котлована и их недостаточное укрепление. И в этом случае также обычно остаются неучтенными временные изменения величин нагрузок и напряжений, часто зависящих от уровня воды и атмосферных условий.

К числу строительных ошибок относится также неправильная технология закладки фундамента, с использованием оборудования, которое не отвечает предъявляемым к нему требованиям, и с неудачной организацией его применения, несмотря на правильный выбор способа работ.

К сожалению, одним из источников ошибок до сих пор остается неудовлетворительное качество работ. Несоблюдение правильной технологии работ — приданье отдельным элементам фундамента меньшей прочности и меньшей водонепроницаемости, чем это требуется, — очень часто ведет к тяжелым последствиям.

Наконец, причиной многих аварий подземных частей сооружений и фундаментов бывает воздействие неожиданных или неучтенных стихийных сил. В основном аварии этого типа не могут быть отнесены к числу ошибок, но все же ими следует дополнить перечисленные выше случаи.

Рассмотреть все случаи ошибок в приведенных выше группах не представляется возможным. Поэтому в дальнейшем изложении приводятся примеры главным образом из венгерской практики, в соответствии с указанными группами и способами возведения фундаментов. Однако ошибки эти обычно являются последствием не одной, а многих причин. Наряду с недостатками в проектировании и изысканиях иногда допускались также и неправильности в выполнении работ. Таким образом, некоторые из примеров следовало бы, собственно, привести в нескольких местах; но во избежание повторений, автор стремился дать их описание по возможности в каком-либо одном месте, перечисляя при этом все допущенные на объекте ошибки.

ГЛАВА I

ОШИБКИ В РЕЗУЛЬТАТЕ ОТСУТСТВИЯ ПОДГОТОВИТЕЛЬНЫХ РАБОТ И ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ИЗЫСКАНИЙ ИЛИ ИХ ПЛОХОГО ВЫПОЛНЕНИЯ

1. ДЕФЕКТЫ ИЗ-ЗА ОТСУТСТВИЯ ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫХ ДАННЫХ ПО ИЗЫСКАНИЯМ ГРУНТА

С ошибками этого рода чаще всего приходится встречаться в зданиях, построенных 40—50 лет тому назад, когда в основном удовлетворялись простым осмотром грунта на дне вскрытого котлована. Если на основании личного опыта грунт считался пригодным, то в дальнейшем больше никто не интересовался качеством грунтов. В тех случаях, когда верхний слой грунта казался ненадежным, вопрос устройства фундамента решался или применением свайного основания, или же путем применения кессонного фундирования.

В VIII, IX и XIII районах Будапешта, вдоль речки Ракошпатац, затем на месте озера бывшего Ботанического сада и главным образом в пределах идущего по линии Надькерута¹ старого, засыпанного, заиленного и заболоченного рукава Дуная, на глубине от 1 до 1,5 м, под простирающимися вблизи поверхности слоями песков, залегает слой торфа. В виду отсутствия геологических изысканий, залегание торфа не было известно, что послужило причиной многочисленных неправильностей при устройстве фундаментов.

На месте озера в бывшем Ботаническом саду на улице Балаша было построено здание клиники, разрез которого с геологическим профилем показан на рис. 1. Фундаменты здания были лет 60 тому назад заложены на слое крупнозернистого песка, залегающего на глубине от 2 до 2,7 м от поверхности. При этом толщина его не была определена; не были исследованы и подстилающие слои грунтов. Через несколько лет после окончания строительства осадка здания, ее величина и неравномерность все больше и больше возрастали. В дождливые 1930-е годы общий уровень грунтовых вод поднялся и от этого осадка еще больше увеличилась. На многих местах здания появились треци-

¹ Большое кольцо. (Прим. перев.).

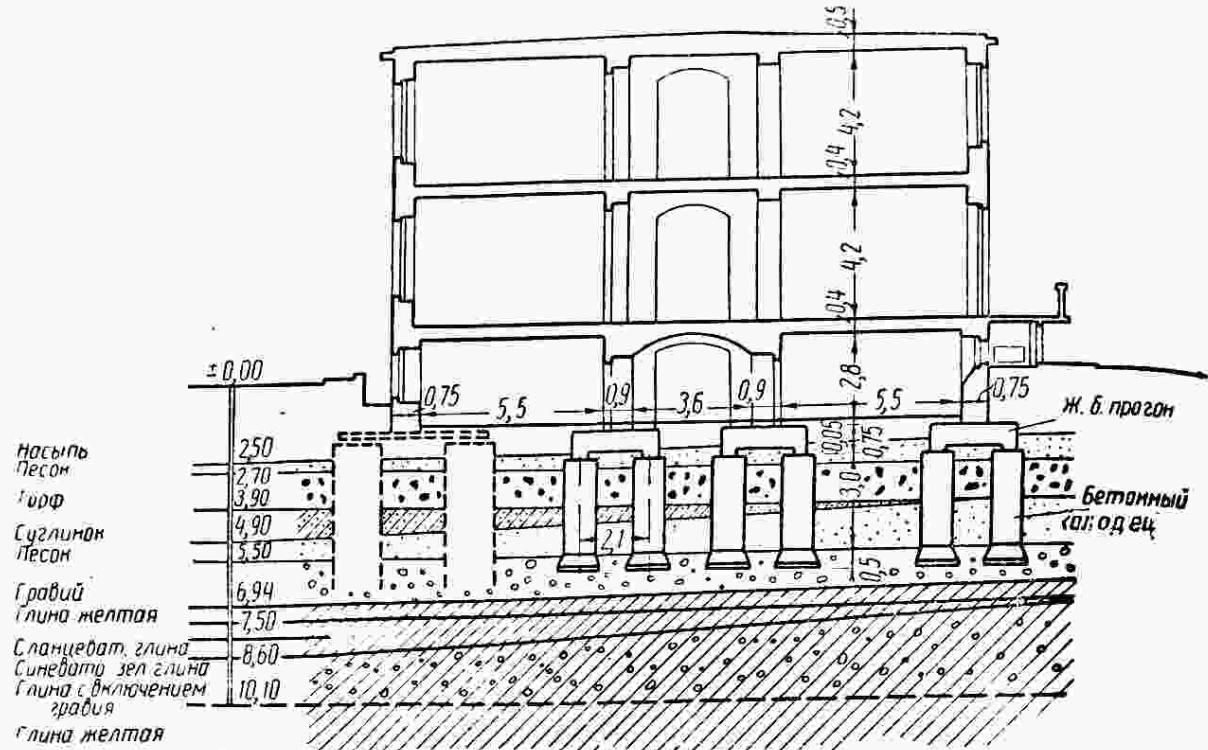


Рис. 1. Разрез фундаментов и здания клиники на ул. Балаша

ны, в некоторых его частях возникли деформации, каменные ступени на лестничной клетке дали сквозные трещины и т. д. (рис. 2 и 3).

С помощью буровых скважин было установлено (см. рис. 1), что ниже подошвы фундамента на небольшой глубине находится слой торфа толщиной от 1,2 до 1,4 м, обладающего сильной сжимаемостью. С повышением уровня грунтовых вод влажность

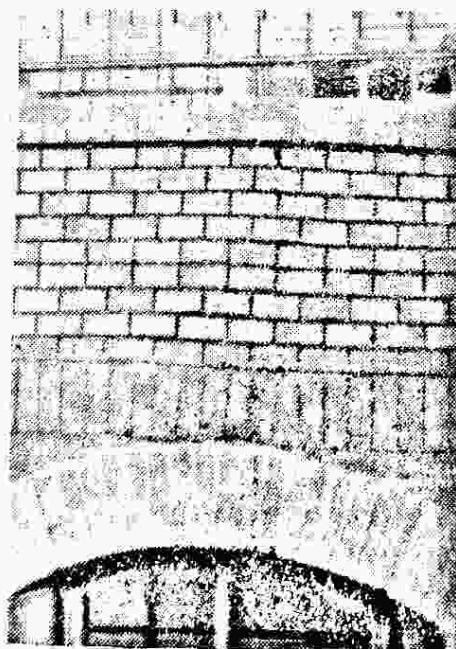


Рис. 2. Деформации в эркере здания клиники



Рис. 3. Сквозные трещины в ступенях лестничной клетки

торфа, а вследствие этого и его сжимаемость, увеличились. Для ликвидации больших осадок фундаментов было решено с обеих сторон неравномерно оседающих капитальных стен на глубину залегания от 5 до 6 м слоя плотного гравия устроить опускные колодцы, которые в поперечном направлении связаны железобетонными прогонами. Таким образом, здание опиралось на фундаменты в виде опускных колодцев.

Работы были выполнены, однако при опускании колодцев снова была допущена — теперь уже строителями — ошибка, которая повлияла на процесс осадки здания. Погружение колодцев было начато с открытым водоотливом, и даже имелось в виду центральным отсосом из одного колодца снизить уровень воды в остальных. Открытый водоотлив вызвал разрыхление песчаного грунта, образование в нем подмывов и дальнейшую осадку здания. Пришлось прекратить откачку и после заполнения колодцев водой продолжать работы по их опусканию, применяя подводное землечерпание. Первоначальной неравномерной осадке способствовала еще и обычно допускаемая ошибка, которая заключалась в том, что несущая большую нагрузку средняя капитальная стена имела такой же фундамент, как и менее нагруженные внешние капитальные стены. Это обычно приводит к относительно большей осадке средней стены (см. ниже).

Расположенный вблизи речки Ракошпatak так называемый павильон с колоннами Андьялфельдской больницы был также построен много лет тому назад без предварительных геологических изысканий (рис. 4). С течением времени произошла осадка.

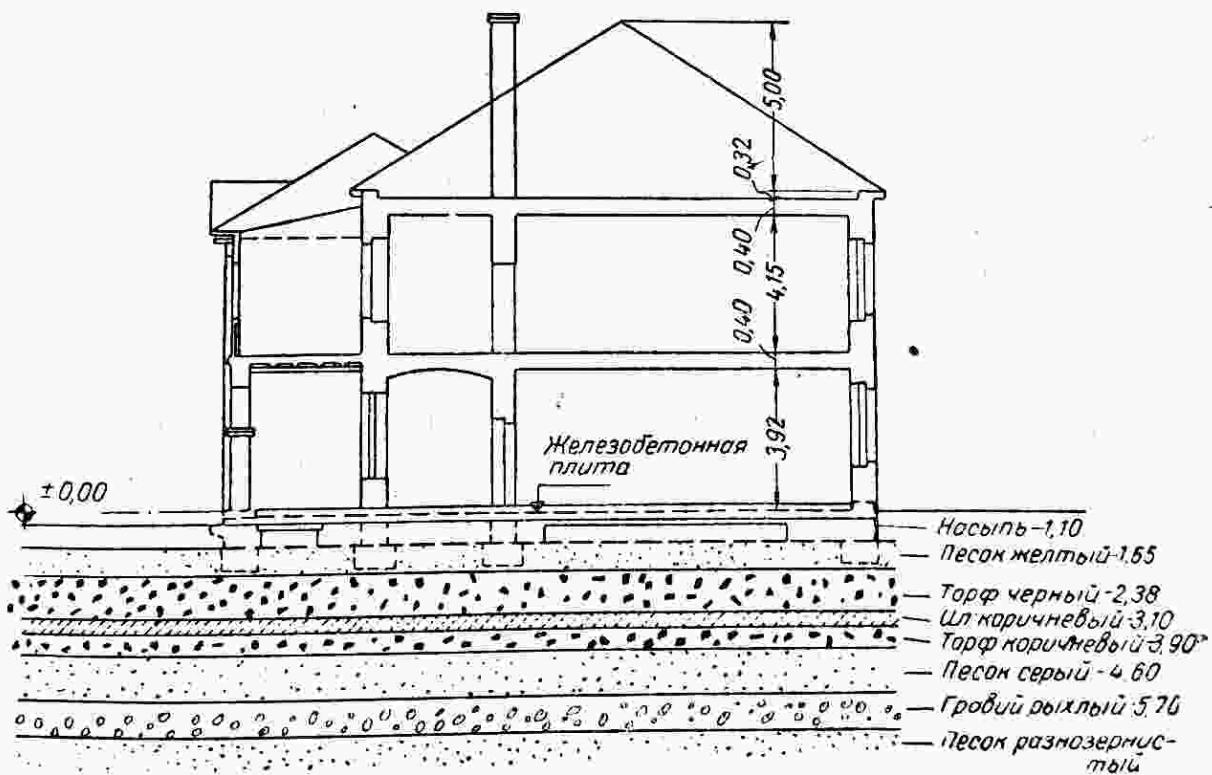


Рис. 4. Павильон с колоннами больницы в Андьялфельде

здания на несколько десятков сантиметров, причем протекала она неравномерно и вследствие этого в здании появились трещины. Осадка не стабилизировалась и особенно интенсивно проходила весной. Не вызывало сомнений, что это явление имеет непосредственную связь с повышением уровня воды в соседней речке Ракошпatak. Повышение уровня грунтовых вод привело к увеличению влажности сильно сжимаемых грунтов. Произведенные 20 с лишним лет тому назад изыскания показали, что находящийся непосредственно под ленточными фундаментами слой песка подстилается пластами торфа и ила толщиной от 1,8 до 2,4 м. Сжатие этих слоев в результате периодического изменения их влажности вызывает значительную дополнительную осадку здания.

Дальнейшую осадку здания удалось прекратить устройством под уровнем пола первого этажа фундаментной железобетонной плиты, идущей по всей длине здания и даже консольно выступающей за пределы торцовых стен. Для подведения железобетонной плиты в капитальных стенах были сперва пробиты отдельными участками проемы, затем изготовлена арматура для всей плиты, проходившая также и через проемы в стене. После этого проемы в стенах заполнялись бетоном и только после его затвердения пробивались проемы на соседних участках. Выпущенные арматурные стержни затем соединялись и вся железобетонная плита целиком бетонировалась. Необходимо отметить, что устройство плиты еще более расширило зону напряжений в грунте и увеличило общую толщину сжимаемого слоя. Однако в результате значительного увеличения площади подошвы, удельные напряжения под ленточными фундаментами снизились на 60—80%, и это в свою очередь в значительной степени снизило нагрузку на верхние слои торфа и ила. Увеличение напряженной зоны не вызвало дополнительной деформации глубоких слоев грунта. В связи с этим дополнительной осадки здания не наблюдалось.

На проспекте Шорокшари в 1910 г. был построен огромный пятиэтажный жилой дом. С самого начала эксплуатации здания происходила осадка фундамента; в одной из стен выше лестничных маршей (а также в расположенных на той же линии квартирах) образовались все увеличивающиеся трещины. Наряду с этим произошла деформация оконных и дверных рам, дверные и оконные створки перестали закрываться. Образование трещин и указанных деформаций особенно увеличилось за последние годы, так что в 1954 г. было решено произвести по всему участку исследование грунта и выполнить ремонт фундаментов.

Пробными скважинами было установлено, что под зданием на различной глубине залегают слои песчаных грунтов с хорошей несущей способностью, а над ними находятся насыпные грунты толщиной от 5 до 6 м, состоящие из смеси строительных отходов, шлака и мусора. Песчаные грунты залегают в средней части здания на глубине от —8 до —18 м, на его западной стороне поднимаются до отметки —5 м и на восточной до —6,5 м. Ленточные

фундаменты капитальных стен здания заложены по бокам на глубине — 5 м, а в середине заглублены до уровня грунтовых вод на отметке — 6,5 м. Это означает, что в то время как по торцовым сторонам здания фундаменты заглублены до несущего песчаного грунта, в средней части они заложены были выше кровли песчаного грунта на 2 м (рис. 5).

Таким образом ясно, что под средними фундаментами, под которыми оставались 2-метровые насыпные грунты, произошла максимальная деформация основания. Положение ухудшалось еще и тем, что подвал, пол которого представлял собой железобетонную плиту толщиной 80 см, использовался под складское помещение. В передаче нагрузки на грунт от здания эта плита играла до некоторой степени положительную роль но со временем (в результате неравномерной осадки) в ней появились трещины и после этого осадка еще более увеличилась. (Возможно,

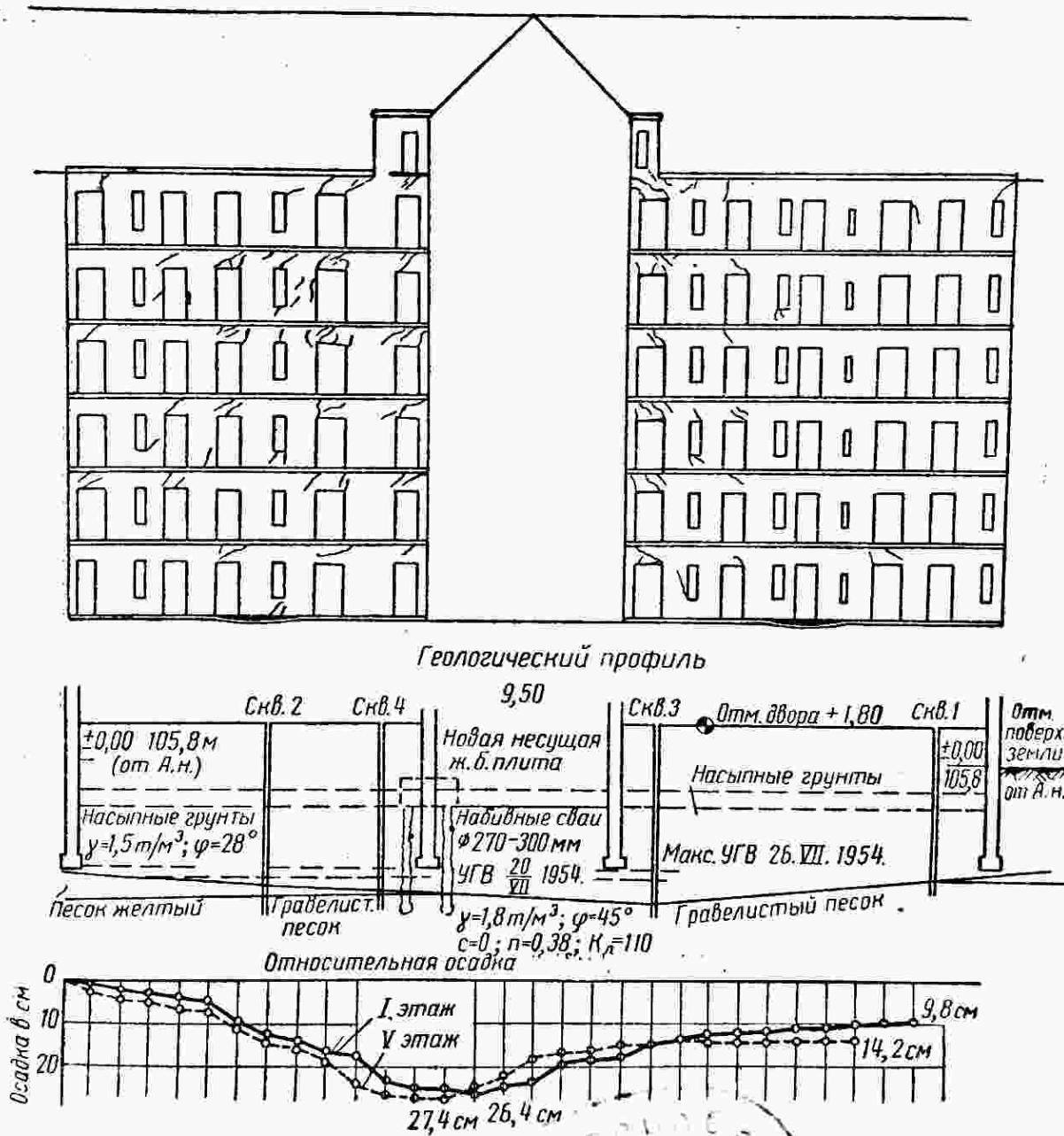


Рис. 5. Разрез жилого дома на проспекте Шорокшари

что это и было причиной увеличения осадок, о котором говорилось в начале). Арматура плиты была уложена не в поперечном направлении по отношению к капитальным стенам, а параллельно им. Из этого можно заключить, что она не предназначалась для увеличения прочности фундаментной плиты. Ее функции, очевидно, ограничивались распределением на большую поверхность имеющихся в складах значительных сосредоточенных нагрузок.

К этому времени осадка, и в особенности разность осадок настолько увеличились, что в боковом крыле дома возникли деформации, указанные на рис. 5. Средняя часть здания с лестничной клеткой, попавшая в самую глубокую осадочную впадину, находилась в аварийном состоянии. Оказалось более экономичным разобрать эту часть здания, не подвергая ее особому ремонту. Для укрепления фундаментов боковых крыльев здания с обеих сторон капитальных стен, начиная от подошвы плиты пола в подвале, были заложены набивные сваи, на которые опирались пропущенные через отверстия в стене железобетонные плиты, передававшие нагрузку на сваи. Набивные сваи были заглублены в толщу нижнего песчано-гравийного пласта на 1—1,5 м и изготовлены из бетона методом восходящего раствора. Интересно отметить, что разрушающая нагрузка для одной такой сваи диаметром 30 см превысила 65 т, чем подтверждается эффективность применения метода восходящего раствора. Нагнетаемый под давлением бентонитный цементный раствор, пропитывая окружающий грунт, заставляет его частично воспринять нагрузку (однако расход цемента при этом получается от 3 до 5 раз больше теоретического). Затраты по восстановлению фундаментов описанного выше здания, имевшего кубатуру 60 000 м³, составили 1,5 млн. форинтов¹.

Отсутствие данных предварительных геологических изысканий может вызвать большие затруднения и дополнительные расходы даже при устройстве фундаментов небольших мостов на шоссейных дорогах. Примером может послужить мост пролетом в 2,5 м, показанный на рис. 6. Этот мост должен был быть построен на периодически действующем водотоке. При рытье котлована оказалось, что русло заполнено строительным мусором и органическими остатками (листва деревьев), на которых заложить фундаменты не представлялось возможным. Не располагая буровым оборудованием, с помощью забивки пробных свай установили, что грунт требуемой прочности находится на глубине не менее 1,5 м от запроектированной подошвы фундамента.

Согласно проекту, между двумя фундаментными массивами оставалась земляная перемычка толщиной 1,12 м. Оставить при углублении фундамента такую перемычку высотой 2,6 м нельзя было, и поэтому выемку грунта в котловане пришлось произвести на полную ширину — 4,92 м и затем заполнить его тощим бето-

¹ Согласно официальному курсу, 1 рубль = 2,9 форинта. (Прим. перев.).

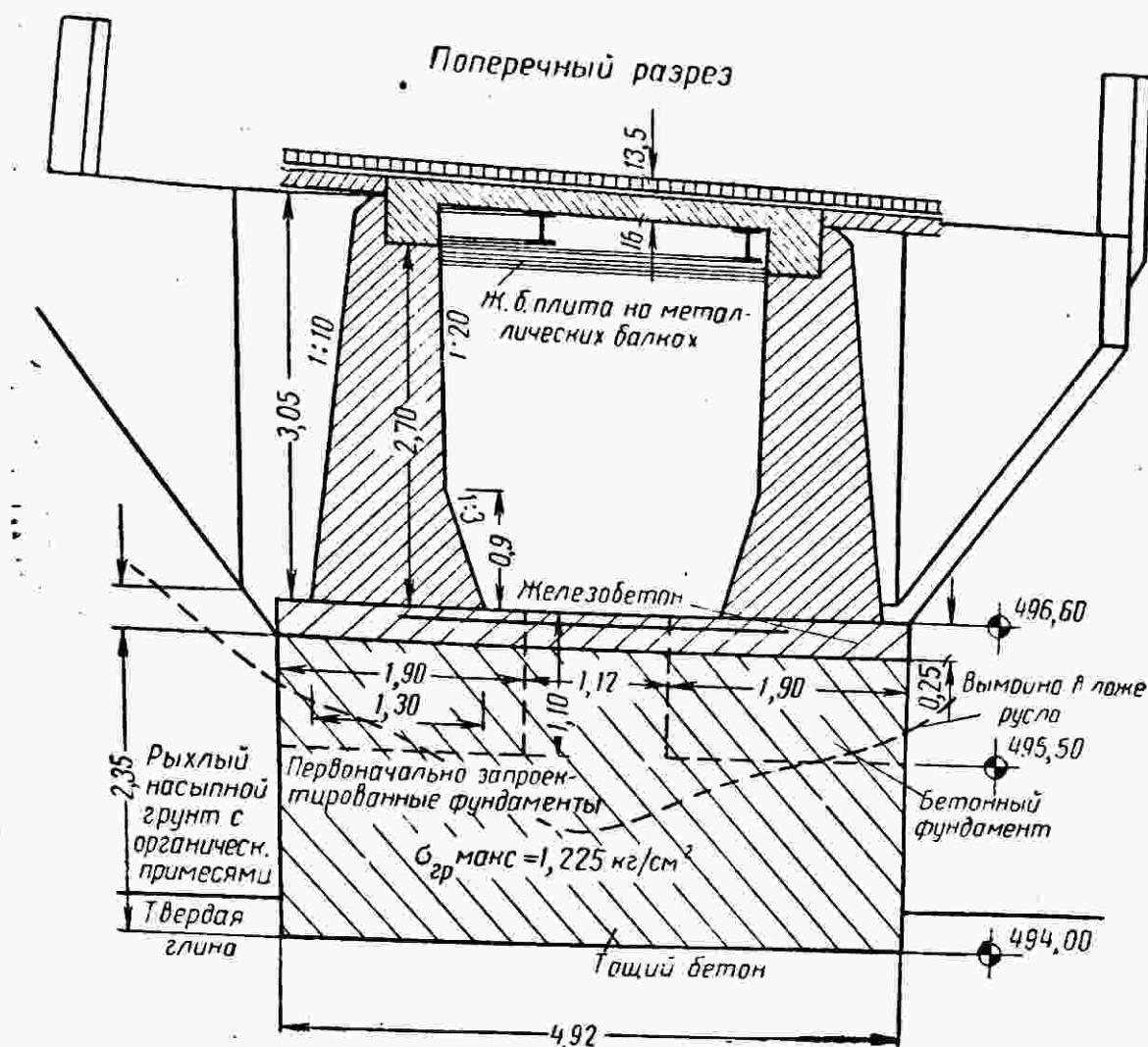


Рис. 6. Фундамент Перкатаиского моста

ном. Под опорами на этот слой пришлось засыпать железобетонную плиту, распределяющую нагрузку.

На приведенном рисунке видно огромное количество бетона, которое пришлось уложить в фундамент незначительного по размерам моста, в результате отсутствия данных инженерно-геологических изысканий. Если бы с самого начала была, например, применена замкнутая железобетонная рама, то всего этого можно было бы избежать.

2. НЕПРАВИЛЬНОЕ УСТРОЙСТВО ФУНДАМЕНТОВ В РЕЗУЛЬТАТЕ ЛИШЬ ЧАСТИЧНО ВЫПОЛНЕННЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ГРУНТА ИЛИ ИЗ-ЗА ОТСУТСТВИЯ НАДЛЕЖАЩЕГО ВНИМАНИЯ К НИМ

Неполноценные геологические изыскания могут во многих случаях иметь такие же неприятные последствия и нанести такой же ущерб, как и их полное отсутствие. Приведенные ниже примеры указывают, какими должны быть и что должны охватывать в действительности геологические изыскания.

В связи со строительством новой железнодорожной линии должен был быть построен путепровод. Работы носили весьма сроч-

ный характер и фундаменты путепровода требовалось запроектировать, не ожидая предварительных исследований грунта. В качестве исходных данных было принято, что в районе строительства уже на незначительных глубинах могут быть найдены надежные слои грунтов с допускаемым давлением $\sigma_d = 3 \text{ кг}/\text{см}^2$ и возможно устройство фундаментов на естественном основании. С учетом этих данных был разработан проект фундаментов и самого путепровода и строительство начато. В целях выяснения геологического разреза грунтов на площадке непосредственно перед началом строительства были пробурены три скважины. При этом не производилось отбора образцов грунта для их лабораторного анализа. Осмотром на месте было установлено, что «надежный слой» действительно залегает неглубоко от поверхности и представляет собой глинистый грунт, однородный по внешнему виду и имеющий достаточную толщину.

В ходе работ по выемке грунта из котлована было также установлено, что глина выглядит однородной, сухой и обладает, по-видимому, требуемой несущей способностью. Поэтому без особых колебаний в ней были заложены фундаменты и возведены устои и открылки. Однако уже во время строительства выяснилось, что один из устоев дал осадку свыше 10 см. Это послужило основанием для замены тяжелой железобетонной пролетной конструкции металлической. Начаты были систематические наблюдения за осадкой, которые показали, что она не только продолжается, но даже ее неравномерность увеличивается.

Снова были сделаны три пробные буровые скважины, но на этот раз были также выполнены и лабораторные исследования свойств грунта. При определении физико-механических характеристик грунта было установлено, что выглядевшая однородной коричневая глина на самом деле имеет ярко выраженную изменчивую структуру. На глубине около 1 м показатель относительной консистенции K_i^* составил около 1, на глубине 1,5 м — 0,6, на глубине 3 м — 0,4 и на 6-метровой глубине — 0,65 и только под находящимся на глубине 6,5 м слоем песчаника это число превышает единицу.

Такое различие находит свое отражение и в коэффициенте пористости. Так, было установлено, что на глубине 1,5 м $\epsilon = 0,83$, на глубине 3 м доходит до 0,94; затем на 4 м $\epsilon = 0,8 \text{ м}$ и, наконец, на 5,5 м $\epsilon = 0,74$. В то же время величина предела пластичности W_p составила по всей глубине 19% величины предела текучести W_t и с увеличением глубины лишь медленно возрастила — до 40—44%.

Таким образом, сразу же была выяснена причина осадки и после тщательного изучения стала также понятной причина неравномерности осадки. Как видно из рисунка, фундаментный

* $K_i = \frac{W_t - W}{w_n}$. (Прим. ред.).

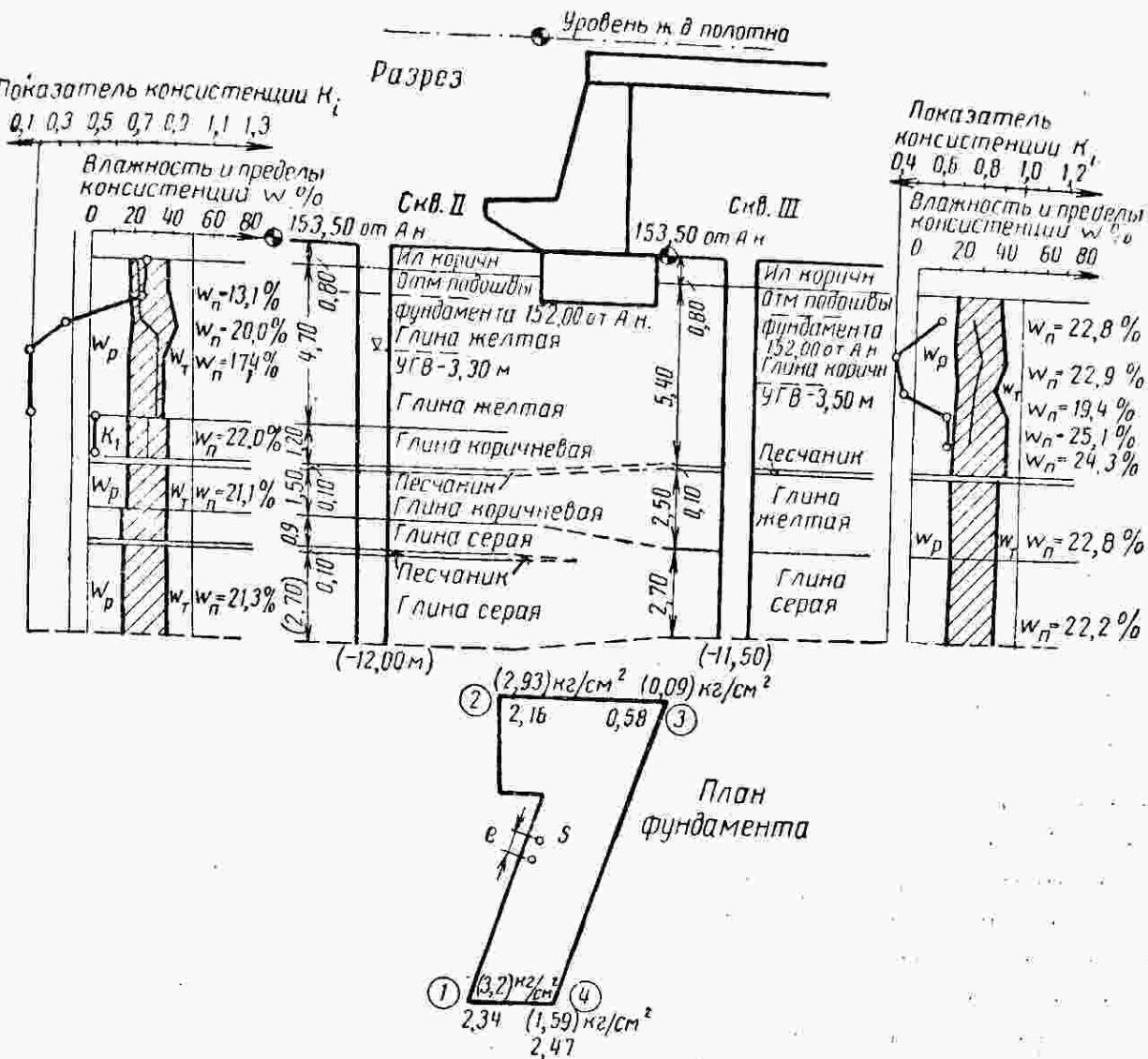


Рис. 7. Схема фундирования железнодорожного путепровода в Вацуйфалу

массив, в результате своего косого положения и своеобразной формы открылок, в высокой степени асимметричен. В результате действующих эксцентричных сил и асимметричности фундаментного массива, эксцентрическое давление должно было в основании под косопоставленным и имеющим форму Г фундаментом вызвать напряжения, значения которых показаны на рисунке. Цифры в скобках означают напряжения под воздействием собственного веса плюс давление грунта, а написанные под ними напряжения в основании в случае подвижной нагрузки по одному существующему пути (полагая наличие бесконечно жесткого фундаментного массива и совершенно рыхлого основания).

Если теперь посмотрим кривую осадки как функции времени (рис. 8), то увидим, что в первой фазе нагрузки более других загруженная точка 2, где залегают наиболее влажные грунты, имела самую большую осадку, а осадка в точках 3 и 4 значительно меньшее. (По сравнению с указанным на рисунке напряжением, точка 3 имела все же значительную осадку. Это доказывает, что в результате эксцентричности, асимметрии и неоднородности грунта произошел перекос фундамента вокругней-

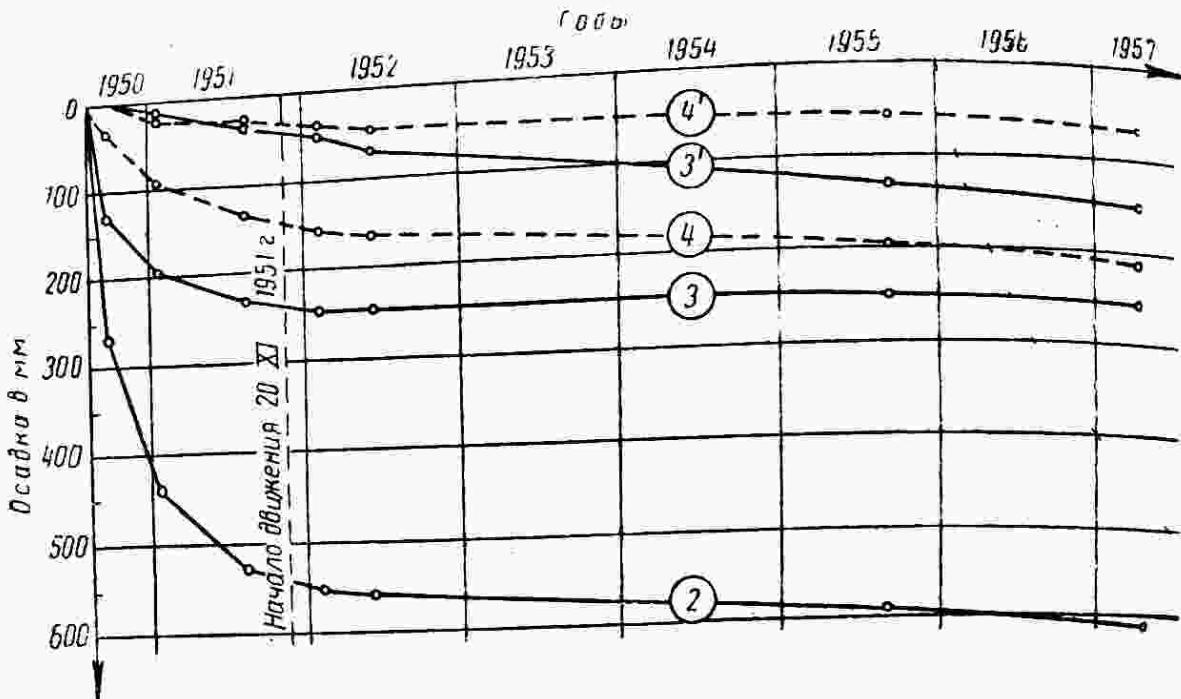


Рис. 8. График осадки характерных точек фундаментного массива

тральной оси, угол наклона которого отличается от теоретического). Увлажнение грунта в основании противоположного устоя происходило с самого начала в меньшей степени, чем и объясняется значительно меньшая осадка этого устоя. Однако за последние два года и у этого устоя скорость осадки увеличилась, что указывает или на произошедшее перераспределение нагрузки или же на последовавшее дополнительное увлажнение грунта. Осадка точки 2 уже превысила 60 см и в настоящее время ее скорость достигает 10 мм в год. Остальные точки дали осадку менее 30 см при годовой скорости всего 6—7 мм. Наряду с этим, скорость осадки противоположного устоя за последние годы достигла в 2 раза большей величины. Таким образом, нормальное положение все еще окончательно не восстановлено, тем более, что возрастающая разность осадок вызывает увеличение перекоса устоя.

Отсутствие данных геологических изысканий или их игнорирование может иметь значительно более тяжелые последствия для крупного инженерного сооружения. Это доказывает приводимый ниже пример строительства машинного здания гидростанции в Кеснетене.

Как это видно на рис. 9, гидростанция должна была быть построена на фундаментах различной глубины заложения, причем отдельные части здания несут различную нагрузку. Так, например, нагрузка от входной решетки подводящего канала имеет совсем незначительную величину и, в связи с выполняемыми ею функциями, она расположена намного выше остальной части сооружения (отметка дна 101 м от А. н.¹, отметка подошвы фундамента 100 м от А. н.). Отводящий канал также дает незначи-

¹ От нуля Адриатического моря. (Прим. перев.).

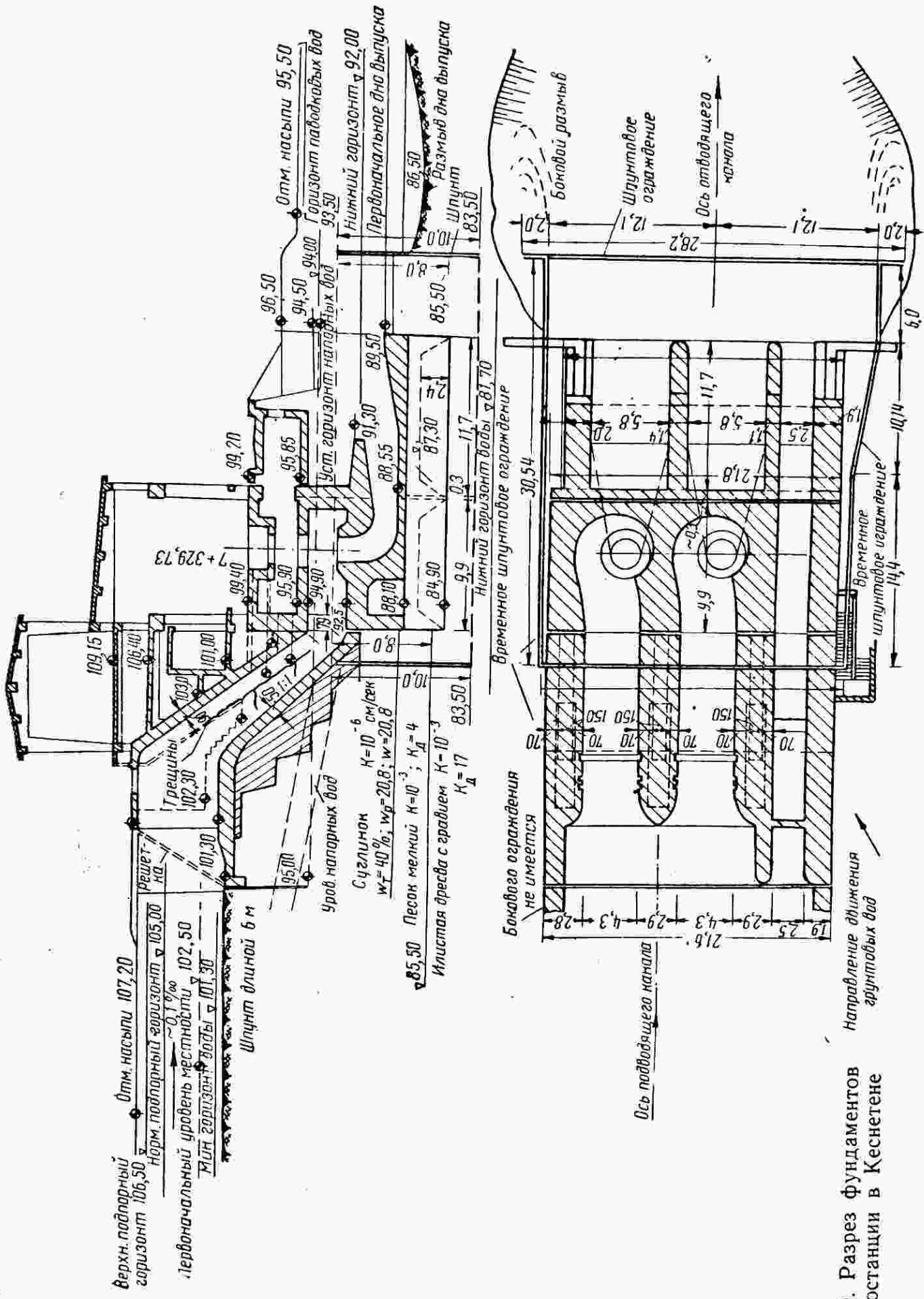


Рис. 9. Разрез фундаментов гидростанции в Кеснегене

Направление движения
грунтовых вод

Направление движения
грунтовых вод

тельную нагрузку, но находится он на отметке, лежащей много ниже (89,5 м). Расположенное в середине машинное здание дает максимальную нагрузку и наряду с этим его рабочая отметка на 1 м ниже дна отводящего канала.

Первоначальным проектом предусматривалось для всех трех частей сооружения устройство фундаментов на естественном основании с различной глубиной заложения и с применением открытого водоотлива. Для обеспечения водоотлива предусматривалось устройство металлического шпунтового ограждения с отметкой верха 93,5 м и забивкой до глубины 85,5 и 83,5 м. Такой разнобой в забивке шпунта был вызван тем, что не было достаточного количества шпунтина длиной 10 м, а с точки зрения прочности самой шпунтовой стенки достаточно было каждую вторую шпунтину забить глубже. Расположение слоев грунта было следующим: от поверхности до отметки 87,5— и 89—плотные суглинки с линзами глины и примесью гравия, под ними на глубину от 1,5 до 3,5 м мелкий песок и, наконец, под этим слоем— гравелистые, заиленные грунты.

Геологические изыскания, проведенные в 1930 г., не содержали данных о водопроницаемости грунта, не производились также и гидрогеологические исследования. Не был, например, выяснен уровень грунтовых вод и их движение. Предполагалось, что работы могут быть выполнены с непосредственной откачкой воды открытым водоотливом. Дающие большую нагрузку фундаменты машинного здания должны были быть заложены в толще гравелистового грунта (примерно на отметке 86 м), обладающего большой несущей способностью, причем шпунтовое ограждение забивалось в этот слой на 0,5 м и на 2,1 м ниже отметки подошвы фундамента. Дно выпуска предусматривалось заложить примерно на отметке 88,5 м, на небольшом слое мелкозернистого песчаного грунта, так как предполагалось, что небольшую нагрузку, для которой он предназначался, этот более слабый грунт выдержит.

При составлении проекта большое внимание было обращено на то, чтобы стоимость строительства была как можно меньше; поэтому трудно было заставить подрядчика приступить к выполнению строительных работ (на это потребовалось 10 лет). С точки зрения статических расчетов проект был безукоризненным, но наряду с этим в гидротехнической части и в отношении фундирования он обладал серьезными недостатками. Они себя выявили в ходе строительных работ и позже — после ввода объекта в эксплуатацию.

Работы были начаты, запроектированное шпунтовое ограждение забито и, наконец, приступили к выемке грунта с открытым водоотливом. Однако после того, как грунт уже был выбран на 1,5 м от верха шпунта, на месте забивки одной козловой сваи транспортной эстакады грунтовая вода начала неожиданно фонтанировать с такой силой, что ее откачка с помощью установленного насосного оборудования не представлялась возможной. Во-

преки всему этому, выемка грунта с открытый водоотливом все же продолжалась и в залегающем сверху суглинистом грунте начали пробиваться все с большей силой подземные ключи (рис. 10). Продолжать таким способом работу оказалось невозможным. Выполненным в срочном порядке изысканиями было установлено, что у подстилающих суглинок мелкозернистого песка и гравелисто-заиленного грунта (см. рис. 9) чрезвычайно высокая влажность и, кроме того, они содержат восходящие напорные источники (со статическим уровнем на отметках 93,5 и 94,75).

По мере того, как в ходе разработки котлована верхний водонепроницаемый пласт суглинистого грунта становился тоньше, его все в большей мере пробивали и разжижали артезианские ключи (рис. 11). Выяснилось также, что после полной выемки грунта из котлована приток воды повышается до 19 $m^3/\text{сек}$. Откачивать это количество воды, применяя открытый водоотлив, было бы в высшей степени затруднительно, дорого и опасно. С целью использования естественного уступа местности площадка объекта размещена на береговом откосе. В непосредственном соседстве находится низина старицы реки Такта, служащая в период паводка в качестве водоотвода и в особенности для отвода внутренних пойменных вод (рис. 12). Со стороны расположенного выше русла р. Хернад, грунтовые воды всего района, через водонепроницаемые слои, стекают в направлении естественной впадины и водоотвода. Скорость потока воды, вероятно, довольно значительная, принимая во внимание почти вертикальный 9-мет-

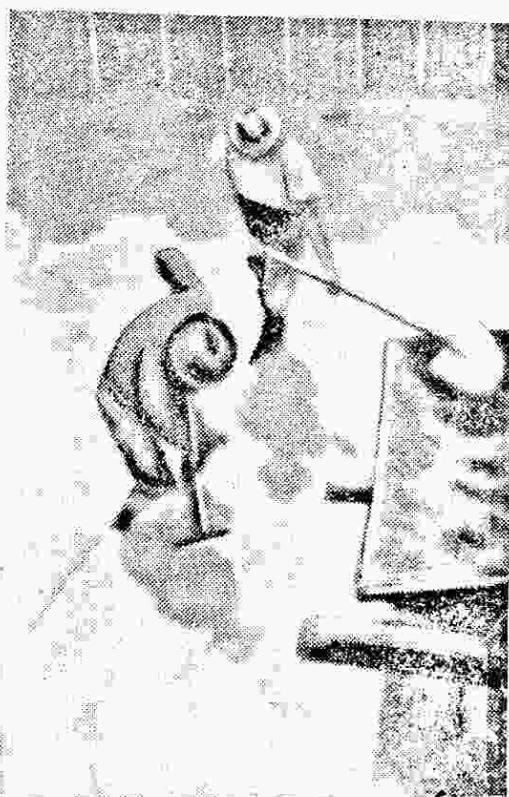


Рис. 10. Пробившийся на дне котлована ключ



Рис. 11. Разжижение грунта в результате пробивших дно котлована ключей

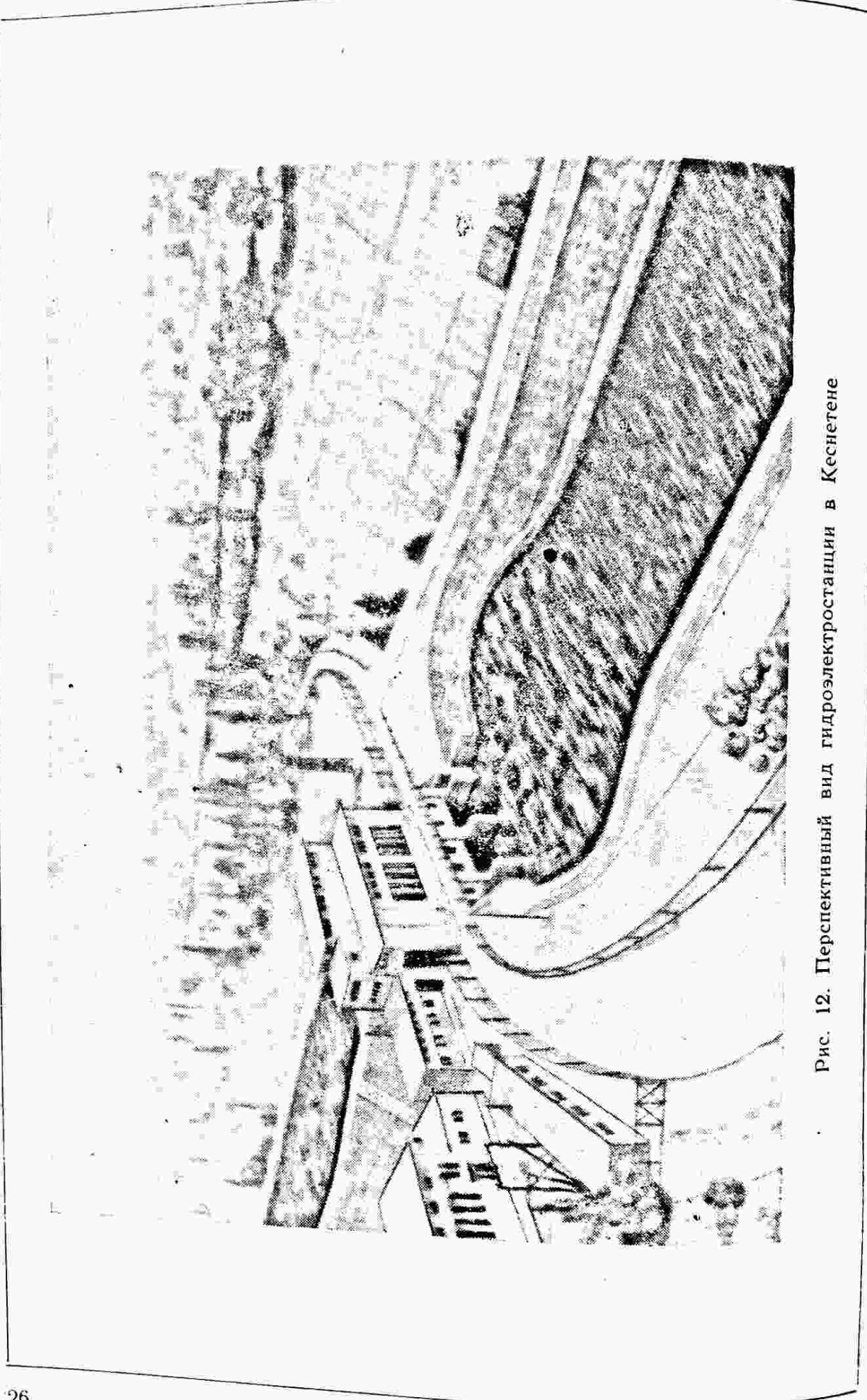


Рис. 12. Перспективный вид гидроэлектростанции в Кеснетене

ровый естественный уступ (на рис. 12 справа видна эта нижележащая низменность).

Шпунтовая перемычка заканчивалась в водонепроницаемом гравелистом грунте, и поэтому она в своей нижней части не смогла препятствовать притоку воды. Вследствие неодинакового заглубления шпунтинг шпунтовое ограждение едва было в состоянии, хотя бы до некоторой степени, снизить скорость выбивавшихся на дне котлована ключей. Шпунтовое ограждение являлось препятствием на естественном пути потока грунтовых вод. Последний, доходя до него, благодаря артезианскому напору начинал подниматься по шпунту. Когда этот подъем достигал определенной величины, у потока оказывалось достаточно энергии для обхода перемычки по более длинному уже теперь пути. Таким образом, шпунтовое ограждение оказалось недостаточным и по глубине и по высоте.

Забивкой на большую глубину, с одновременным наращиванием сверху, водонепроницаемость шпунта не была бы обеспечена. Приток воды в большом количестве и с большой скоростью угрожал вызвать разрыхление, размытие и подмыв илистых, песчаных и гравелистых грунтов основания. В то же время постоянно возраставшее давление окружающего разрыхленного грунта становилось все более опасным в отношении устойчивости шпунтовой стенки.

Все это вызвало необходимость в ходе строительных работ изменить проект фундаментов. Согласно новому проекту, для фундаментов машинного здания и dna выпуска, помимо уже существовавшей перемычки по периметру котлована, были одновременно опущены два железобетонных кессона размерами основания $9 \times 21,6$ и $12 \times 21,6$ м, расстояние между которыми составило 50 см (рис. 13). Зазор между кессонами был подвергнут цементации под давлением, что сделало его водонепроницаемым, а круговые стены были превращены в постоянные.

Фундаменты dna подводящего канала и ввода напорного трубопровода все же выполнены по первоначальному проекту на значительно более высокой отметке без шпунтового ограждения и находились на пути естественного поперечного потока грунтовых вод.

Воздействие этих вод проявило себя уже во время эксплуатации станции. Движение грунтовых вод образовало подмыты под фундаментом напорного трубопровода (это было облегчено тем, что по соседству, в районе опускания кессонов, грунт уже раньше был разрыхлен). По сравнению с кессонными фундаментами, которые могут рассматриваться неподвижными, вышележащие фундаменты на естественном основании, с меньшей несущей способностью, должны были и без того дать большую осадку. Все это привело к тому, что стены напорного трубопровода дали вскоре трещины и после нескольких лет эксплуатации, вследствие происходившей большой потери воды, их пришлось выложить изнутри стальными листами. Найденные под фундаментом пустоты были

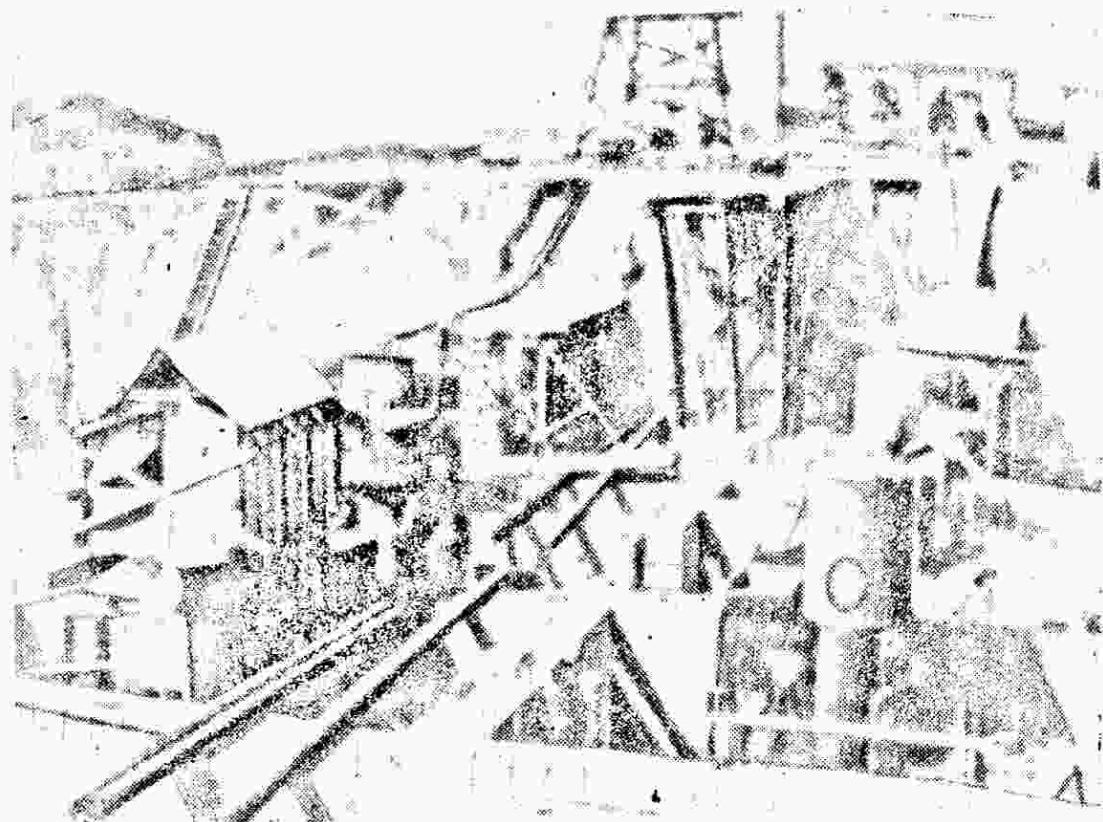


Рис. 13. Опускание железобетонных кессонов больших размеров при фундировании машинного здания ГЭС в Кеснетене

заполнены путем нагнетания цементного раствора (расход материала для цементации составил около 25 м^3).

Второе аварийное состояние после ввода в эксплуатацию создалось в районе дна выпуска. Короткая водобойная часть, устроенная в качестве гасителя энергии воды, вытекающей из турбин, и защита откосов канала показали себя недостаточными. В том месте, где заканчивалась облицовка дна, вскоре образовались подмывы глубиной в несколько метров. На откосах появились большие обрушения, которые постоянно приходилось приводить в равновесие каменной наброской (см. рис. 9). Этот недостаток имеет место почти у всех старых гидротехнических сооружений.

3. ОШИБКИ, ДОПУЩЕННЫЕ ИЗ-ЗА НЕПОЛНОЦЕННОСТИ ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ИЗЫСКАНИЙ

Случай машинного здания ГЭС в Кеснетене (см. выше) показывает, какие тяжелые последствия может иметь невыполнение некоторых необходимых исследований, например режима грунтовых вод. Правда, в приведенном выше случае предварительные геологические изыскания вообще не производились. В последующем изложении будет приведен такой случай, когда геологические изыскания были весьма тщательно выполнены, но заключение о способе фундирования не осветило всех существенных вопросов.

Для эксплуатации склада материалов чугуноплавильного завода потребовалось построить подкрановый путь на насыпи вы-

сотой около 6 м. В качестве задания для предварительных геологических изысканий было намечено только составление заключения относительно способа заложения фундаментов. На основании тщательно выполненных пробных скважин и исследований физико-механических свойств грунта в заключении специалиста был указан способ фундирования, глубина заложения и допускаемое давление на грунт. Кроме того, было обращено внимание на необходимость проведения более точных исследований в отношении возможной осадки и давались указания по устройству дренажной системы.

На рис. 14 видно, что фундаменты опор по всей длине заложены в естественном грунте, представляющем собой пылеватые пески. Этот грунт имеет неплохие показатели в отношении угла внутреннего трения ($\varphi=22-32^\circ$) и коэффициента пористости ($\epsilon=0,61-0,68$), наряду с довольно высокой влажностью. Судя по рельефу местности можно было предположить, что эта высокая влажность грунта вызвана потоком грунтовых вод параллельно поверхности и стекающими ливневыми водами в направлении к долине. Если бы эти воды были перехвачены и собраны с помощью простой дренажной системы, можно было бы предупредить не только размытие насыпи и грунта в основании, но и, осушив воспринимающие нагрузку слои, повысить их несущую способность.

Фундаменты были выполнены в соответствии с проектом, одновременно с этим производилась и отсыпка насыпи. Однако уже в период строительства было установлено, что массивы фундаментов дают осадку, которая продолжалась также и после окончания строительных работ. Вследствие этого пришлось прекратить начатый монтаж заранее подготовленной металлической конструкции подкранового пути.

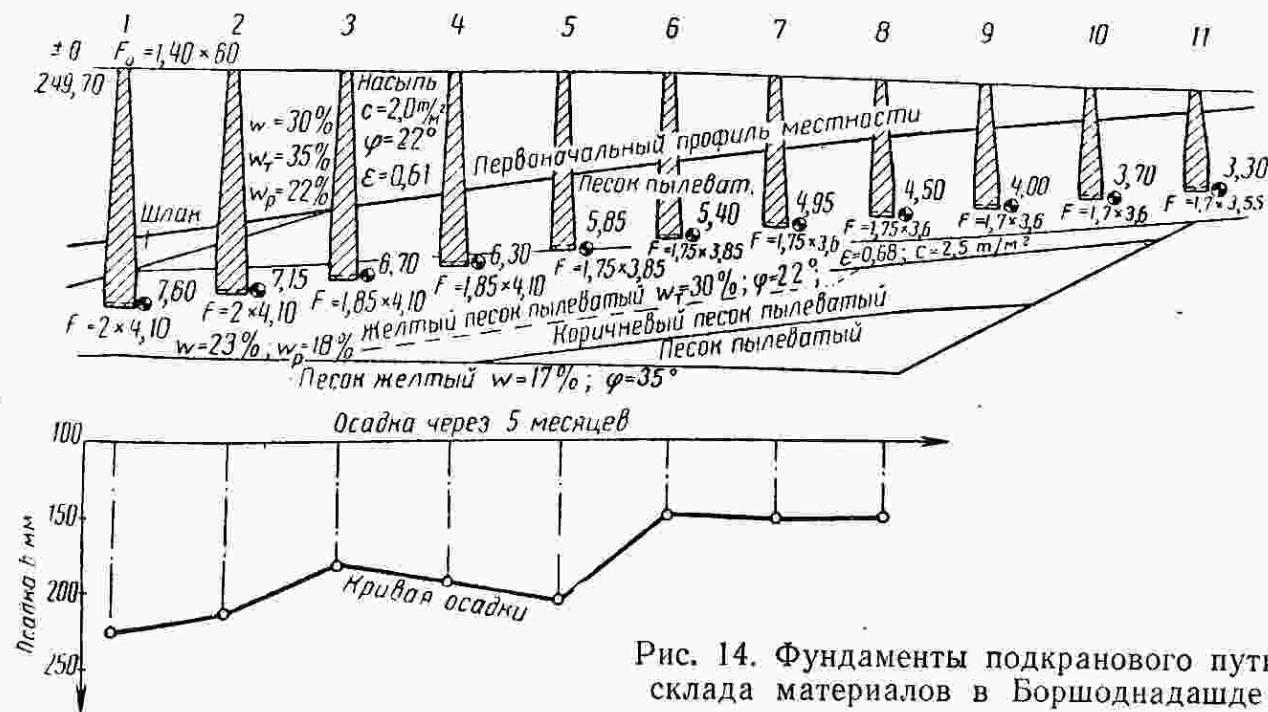


Рис. 14. Фундаменты подкранового пути склада материалов в Боршоднадашде

Из приведенного на рис. 14 внизу графика осадки отдельных опор видно, что максимальную осадку — 235 мм — имела опора 1. С течением времени произошло значительное затухание осадок, но все же они продолжались в течение еще одного года. График осадки отдельных опор как функции времени приведен на рис. 15. На характер кривых осадок оказывало влияние напластование грунтов. Так, например, под опорой 1 мощность песчано-пылеватого грунта, обладающего более связной структурой, составляет всего 1,5 м и поэтому решающее значение имеют подстилающие его пески желтого цвета. В соответствии с этим кривая консолидации круто опускается вниз и затем резко выравнивается. Кривая осадки опоры 2 имеет приблизительно такой же вид. Там, где отметка подошвы фундамента повышается и вместе с этим возрастают толщина подстилающих песчано-пылеватых грунтов, кривые консолидации становятся более пологими, но и после 5 месяцев они все же имеют некоторый уклон, а это значит, что можно ожидать продолжение осадки.

Монтаж подкранового пути пришлось снова отложить на год, так как допустимая в конструктивном отношении максимальная разность осадок опор была ограничена 20 мм. Хорошо еще, что пылеватый грунт, о котором идет речь, не имеет слишком связной структуры, так как в противном случае его консолидация растянулась бы на еще более продолжительное время.

Анализируя причины возникновения значительной осадки опор, можно прийти к выводу, что она была вызвана дополнительной отсыпкой высокой насыпи в районе расположения фундаментов опор.

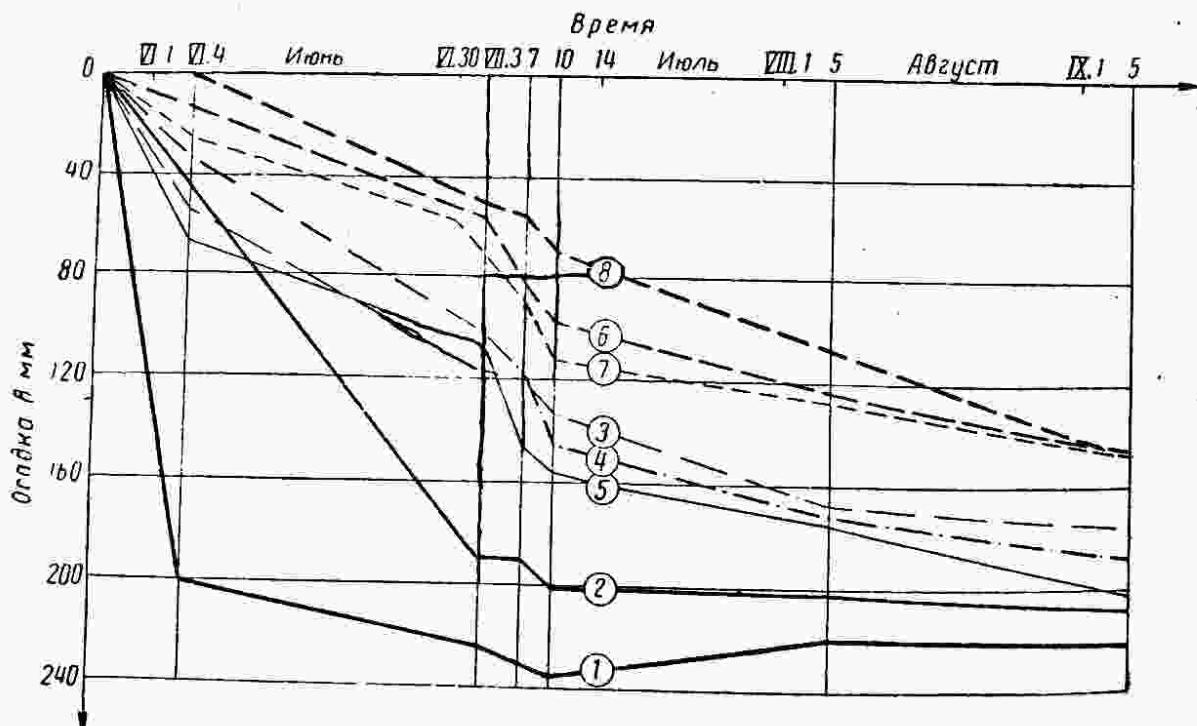


Рис. 15. График осадки во времени фундаментов подкранового пути

Кроме того, утрамбованная в непосредственной близости к фундаментным массивам насыпь имела свою собственную, естественную консолидацию и воздействовала на опоры путем значительного бокового поверхностного трения. Таким образом, фундаменты получили дополнительную повышенную нагрузку от веса насыпи, которая еще более увеличивалась сложенным на поверхности насыпи строительным материалом.

Причина допущенной ошибки заключается в том, что точный расчет осадочных деформаций грунта, о котором говорилось в заключении, не был выполнен и воздействие насыпи на осадку опор вообще осталось неучтенным. Положение ухудшалось еще и тем, что упомянутое в заключении устройство дренажной системы было выполнено с опозданием только частично. Это явилось причиной периодического увлажнения грунта и значительного повышения его сжимаемости.

Приведенный пример показывает, что руководствоваться заключением специалистов, лишь частично освещавшим вопросы сооружения фундаментов, недопустимо, так же как и приступать к строительству, не учитывая указаний и замечаний специалистов.

4. ОШИБКИ, ВЫЗВАННЫЕ ОТСУТСТВИЕМ ВЗАИМОСВЯЗИ МЕЖДУ СПЕЦИАЛИСТАМИ, ПРОИЗВОДИВШИМИ ИССЛЕДОВАНИЯ ГРУНТА, И ОСТАЛЬНЫМИ УЧАСТИКАМИ СТРОИТЕЛЬСТВА

В выемке на склоне холма, имевшем уклон около $30-40^\circ$, требовалось построить бункер для угля, примыкающий к котельной одного промышленного объекта. В отчете о предварительных геологических изысканиях обращалось внимание на оползневые явления в этом участке, однако этим указанием пре-небрегли как проектировщики, так и строители. Как это видно на рис. 16, выемка была запроектирована глубиной от 8 до 10 м, шириной по дну 9 м. На высоту 4 м от дна она должна была иметь вертикальные откосы, а выше этой точки — с уклоном $\beta = -60^\circ$. Работы были начаты в соответствии с проектом. До начала строительства самого бункера должно было быть выполнено крепление вертикальных стенок котлована на высоту 4 м. Учитывая дугообразное простиранье местности, первоначальный проект предусматривал устройство бункера с осьями, пересекающимися под углом $19^\circ 50'$. Однако в дополнительном проекте (вероятно, в целях улучшения производственной технологии) ось была выпрямлена. Вследствие этого конец бункера еще больше врезался в склон холма и максимальная глубина выемки возросла на 5—6 м (см. рис. 16). Помимо этого, часть вынутого грунта была отсыпана в кавальеры, непосредственно около бровок выемки.

Очевидно, при таком распределении нагрузки грунт мог находиться в устойчивом положении только в исключительно сухое летнее время, и поэтому после наступления дождливой осени и затем такой же весны все откосы еще до изготовления железобетонной конструкции бункера сползли (к этому времени уже

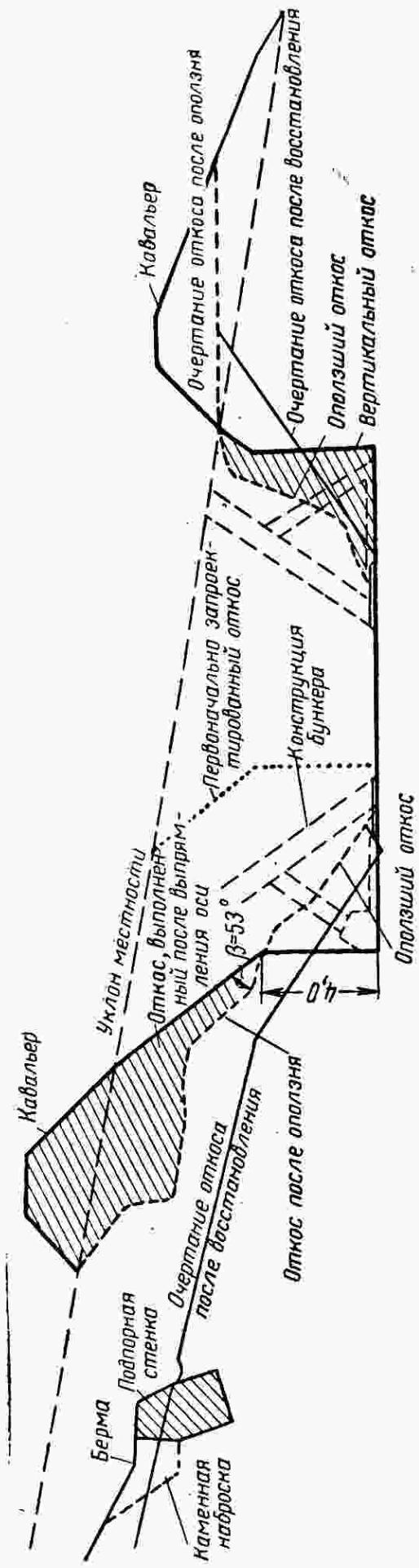


Рис. 16. Котлован бункера для угля, расположенного в выемке

была выполнена опалубка, уничтоженная оползнем).

При восстановлении положения откосы были выполнены пологие (крутизной 1,5 : 1), с устройством подпорной стенки (см. рис. 16) и защитной бермы. Кроме того, вдоль задней стороны подпорной стенки был устроен дренаж, а по всей остальной территории создана единая дренажная система с каменным заполнением для перехвата, сбора и отвода ливневых вод и воды, стекающей по оползневому ложу. Как это видно из рисунка, для стабилизации сдвинувшихся масс грунта пришлось выполнить земляные работы в объеме значительно большем первоначального и с более сложной системой дrenирования. Причиной создавшегося положения является то, что при проектировании и производстве работ не были учтены указания, содержащиеся в геологическом отчете, а также не было принято во внимание отрицательное действие изменчивой погоды на устойчивость откосов. Ко всему этому прибавилось еще и то, что заказчик не имел специалиста и не мог предвидеть последствий от изменений, внесенных им в проект с целью улучшения производственных условий. Строительная организация, со своей стороны, выполнила работы, не вдаваясь в их существование и не запрошивая мнения специалиста.

Приведенная выше авария является характерным примером отсутствия сотрудничества между заинтересованными организациями при выполнении строительных работ.

Ошибочное устройство фундаментов Тиссаполгарского пойменного моста подробно рассматривается

вается в разделе неправильного выполнения строительных работ, однако о нем уместно упомянуть и здесь. Согласно тщательно и всесторонне составленному заключению по вопросам фундирования моста, фундаменты указанных на рис. 43 опор должны были иметь почти одинаковую осадку. Однако при производстве работ строители отступили от предусмотренного в заключении специалистов устройства шпунтового ограждения, землечерпания и подводного бетонирования и применили опускной колодец с открытым водоотливом. Вследствие этого сжимаемость принимающего нагрузку слоя песка в текучем состоянии существенно изменилась и автор заключения о фундировании об этом не был поставлен в известность. В результате произведенных работ осадка отдельных опор возросла порпорционально толщине разрыхленного слоя песка и, в конце концов, возникшая разность осадок достигла 8 см. Этому явлению только в незначительной степени способствовало то, что в плотном слое гравия, залегающего под опорой 1, имелась зона распространения давления больше расчетного, и вследствие этого деформация подстилающего глинистого грунта оказалась больше расчетной.

ГЛАВА II

ОШИБКИ В РЕЗУЛЬТАТЕ НЕПРАВИЛЬНОСТЕЙ, ДОПУЩЕННЫХ В ПРОЕКТЕ

Как уже указывалось в ранее описанных случаях, неправильности, обычно допускаемые в проекте, чаще всего являются результатом недостаточного знакомства с условиями залегания грунтов. Однако наряду с этим нередки случаи, когда после поверхностного ознакомления с инженерно-геологическими условиями местности проектируются конструкции или способы фундирования, не отвечающие местным условиям. Это в свою очередь становится причиной серьезных осложнений как в конструктивном отношении, так и в смысле возведения фундаментов.

1. ПРИНЯТИЕ В ПРОЕКТЕ НЕПРАВИЛЬНОГО КОНСТРУКТИВНОГО РЕШЕНИЯ

Приведем примеры проектирования чувствительных к осадкам конструкций, при наличии в основании сооружения грунтов небольшой несущей способности, сильно сжимающихся и подвергающихся значительным и неравномерным осадкам.

Старый мост на шоссейной дороге в Сегеде был построен в 1880—1883 г. Он представлял собой арочную конструкцию с ездой поверху и постепенно уменьшающимися пролетами в направлении от Сегада к Уйсегеду (110 м, 97,3 м, 86,3 м и 66,3 м, рис. 17). В те времена пролеты таких размеров, зависящих от ширины водотока, возможно было перекрывать только арочными или же висячими конструкциями, передающими на опоры значительные горизонтальные усилия. Таким образом, речные быки и береговые устои безусловно должны были через фундаментные массивы передавать на грунт основания наклонные и внекентренные усилия. Выбранная проектировщиками конструкция обладала большой чувствительностью как в отношении горизонтальных сдвигов, так и в отношении вертикальных осадок. При заложении фундаментов береговых устоев и быков были встречены затруднения из-за небольшой несущей способности и верхних неустойчивых заиленных грунтов. Более высокую нагрузку могли воспринимать только твердые глины серого цвета, залегающие на глубине 17 м. С учетом изменчивости режима реки и возможного размыва ее русла заложение фундаментов сегедского берегового

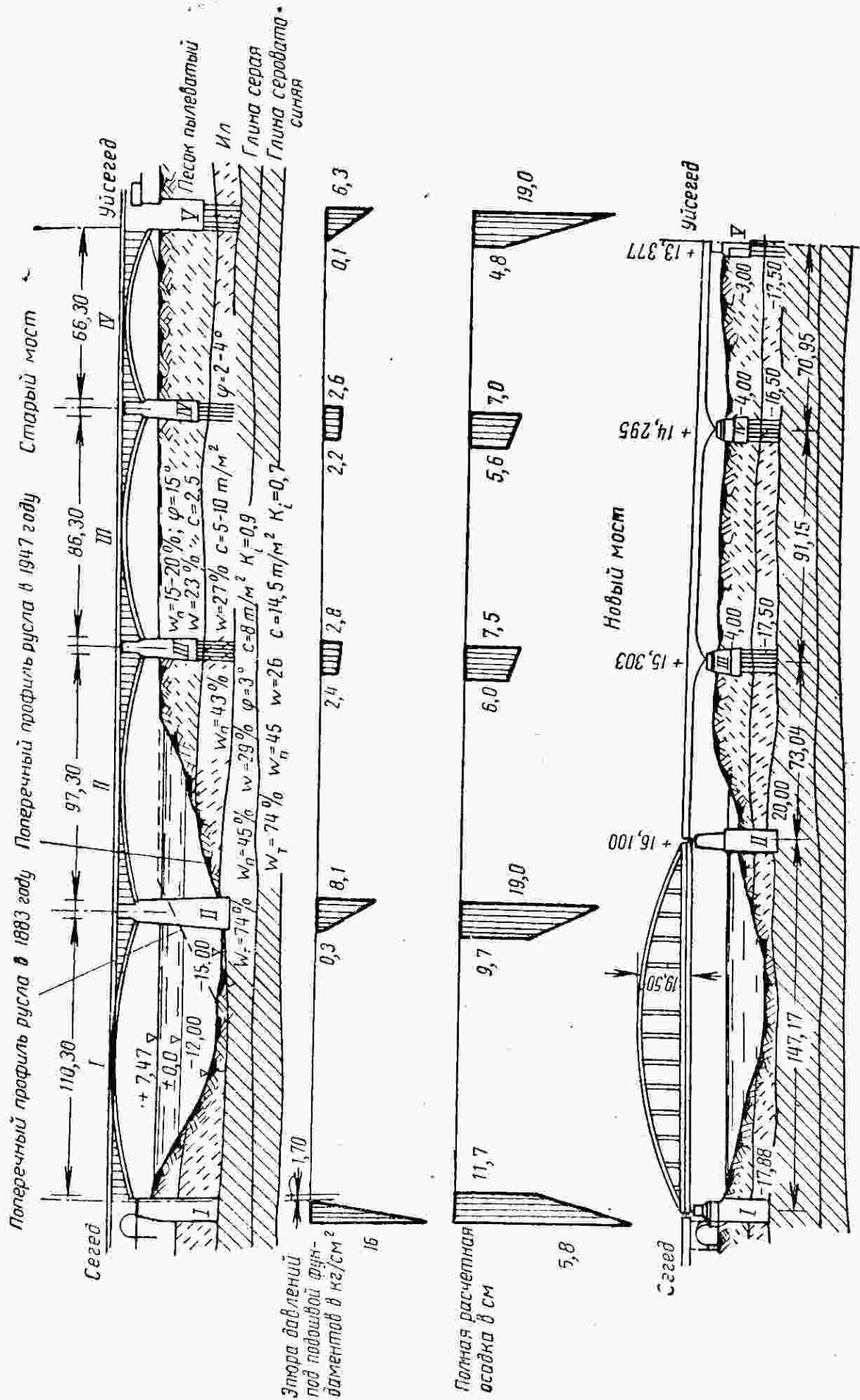


Рис. 17. Продольные разрезы старого и нового шоссейного моста через р. Тиссу в г. Сегеде

устоя I и речного быка II, ограничивавших меженное русло того времени, производилось с помощью кессонов до глубины с отметкой —17,8 м. Остальные фундаменты были заложены на свайном основании. Ростверки свайных фундаментов находились на отметке —5 м. а вертикальные сваи были забиты до отметок —16,5 и —17,5 м.

Проведенными в 1942 и 1947 гг. геологическими изысканиями грунта с помощью буровых скважин было установлено, что влажность и коллоидальность глины сероватого цвета со стороны Сегеда больше. В направлении Уйсегеда показатель консистенции K , повышается от 0,55 до 0,85, число пластиности w_p изменяется от 40 до 20. Наряду с этим напряжения под подошвами фундаментов имеют большую величину именно со стороны Сегеда. При наиболее неблагоприятных условиях краевые напряжения под подошвой фундамента устоя I могли доходить до 9 кг/см², а под устоем II до 13,3 кг/см². Остальные физико-механические характеристики несущего глинистого пласта были следующие: коэффициент пористости $\varepsilon = 0,5$, удельное сцепление $c = 8 \text{ т/м}^2$, угол внутреннего трения $\varphi = 3^\circ$ и природная влажность $W = 29\%$. Вследствие того, что арки имели довольно плоскую форму (соотношение пролета и стрелы арки l/f от 11,5 до 14), на пяты передавались значительные горизонтальные усилия. Помимо этого, вследствие больших изменений в величине пролетов имела место значительная неуравновешенность горизонтальных усилий. Устой I при постоянной нагрузке имел $\Delta H_p = 1000 \text{ т}$, а при постоянной+подвижной нагрузке — $\Delta H_{p+\text{под}} = 1750 \text{ т}$. У устоя II $\Delta H_p = 450 \text{ т}$ и постоянная+подвижная — $\Delta H_{p+\text{под}} = 1040 \text{ т}$ (см. рис. 17). Это явилось причиной того, что наряду со сравнительно умеренными средними значениями напряжений ($\sigma_{I \text{ср}} = 3,7 \text{ кг/см}^2$, $\sigma_{II \text{ср}} = 5,2 \text{ кг/см}^2$, $\sigma_{III \text{ср}} = 4,4 \text{ кг/см}^2$, $\sigma_{IV \text{ср}} = 4 \text{ кг/см}^2$, $\sigma_V \text{ср} = 4,6 \text{ кг/см}^2$), краевые напряжения достигали приведенную выше величину.

Такое положение не могло оставаться без последствий. В течение нескольких десятилетий на мосту не замечалось никаких повреждений. Это объяснялось в первую очередь тем, что консолидация глины происходила очень медленно. Кроме того, наклону опор препятствовало пассивное давление грунта, действовавшее на боковые стенки фундаментов опор, зажатых в толще грунта. Однако непостоянный водный режим р. Тиссы, а также построенные позднее правобережный береговой устой и струенаправляющие дамбы изменили профиль русла. Вследствие возросшей скорости течения реки размыло на большую глубину рыхлый песчаный заиленный грунт в первом пролете моста и ложе русла в направлении к устою II. До 1942 г. живое сечение русла увеличилось на 50% (см. рис. 17).

Признаки этого процесса появились уже после окончания первой мировой войны. Контрольным осмотром моста было установлено наличие угрожающих деформаций в первом большом пролете (осадка у средней точки и увеличение пролета между опорами

составляли 8—9 см). Эти отрицательные явления предполагалось ликвидировать снижением нагрузки и усилением металлической конструкции. Для этой цели было запрещено трамвайное движение по мосту, а покрытие проезжей части заменено легкой деревянной торцовой шашкой. Металлическая конструкция была усиlena дополнительными поясными листами. В результате этих мероприятий деформации не прекратились. Размыв и углубление русла около устоя II все больше возрастили и даже распространились сперва на II, а затем и на III и IV пролеты. Проведенным снова в 1942 г. контрольным обследованием моста были установлены следующие деформации.

	I пролет	II пролет	III пролет	IV пролет
Пролеты между опорами:				
увеличились (+)				
уменьшились (-)	+ 15 см	- 10 см	+ 1 см	+ 17 см
Средняя точка:				
повысилась (+)				
дала осадку (-)	- 40 см	+ 48 см	-	-

Одновременно с этим было установлено, что заглубление опоры II в толщу грунта, составлявшее первоначально 13 м, снизилось в результате размыва до 2 м. Таким образом, препятствовавшее его повороту пассивное сопротивление грунта практически прекратилось и арки, собственно говоря, только «подпирали одна другую». Это аварийное состояние было решено устранить, во-первых, стягиванием арок металлическими затяжками, прекращая таким путем действие неуравновешенных горизонтальных сил и даже, собственно, изменяя их знак, а во-вторых боковым подпиранiem опоры II к сваям. Работы были начаты, но в ходе военных действий в октябре 1944 г. конструкция пролета I была подорвана. Устой II лишился таким образом подпоры и под действием горизонтального давления, имевшего величину 1 050 т, после медленно развивавшегося в течение двух дней перекоса, опрокинулся на землю. Потерявшая при этом опору металлическая конструкция пролета II также обрушилась. Теперь и опора III начала испытывать одностороннее горизонтальное давление порядка 1 050 т со стороны пролета III. Однако в данном случае массив опоры был заглублен в толщу грунта почти на 10 м и после сдвига опоры на 16 см возникающее вдоль боковых стенок пассивное давление грунта восприняло горизонтальные усилия. Кладка опоры, которая теперь представляла упруго защемленную консоль, выдержала изгиб и металлическая конструкция пролета III осталась на месте.

На основании приобретенного опыта новый, построенный на том же месте, мост имеет балочную конструкцию. Обрушившаяся

промежуточная опора II вообще не восстанавливалась, а увеличенное русло было перекрыто пролетом 147 м с новым устоем, заложенным посредством кессона. Интересно отметить, что проводившимися после этого измерениями установлено, что в результате прекращения эксцентрической нагрузки происходит постепенное возвращение оставшегося целым устоя I в первоначальное положение. В течение 10 лет это обратное перемещение составило 3 см. В своем заключении, составленном в 1947 г., проф. Яки обратил внимание на этот процесс и поэтому ожидаемое перемещение устоя было учтено при устройстве новой опоры и температурного шва. Если бы проектировщик старого моста, выдающийся венгерский инженер и мостостроитель Янош Фекетехази, наряду с эстетичным и экономичным решением пролетных строений моста, обратил больше внимания и на опорные строения, мост не оказался бы в аварийном состоянии.

При строительстве будапештского моста Эржебет была допущена незначительная с первого взгляда ошибка, которая, однако, вызвала весьма серьезные непредвиденные затраты. Для ее исправления были дополнительно выполнены в большом объеме работы по усилению фундамента и при этом с огромным коэффициентом запаса. Ошибка состояла в том, что при выборе данной конструкции вообще не учитывались грунтовые условия площадки. Цепи, поддерживающие висячие мосты, анкеруются на берегах реки, и поэтому на местах их закрепления грунт должен воспринимать весьма значительные растягивающие усилия. Наиболее подходящим для этой цели являются скальные грунты, обладающие большей прочностью на разрыв и на срез. У моста Эржебет эти горизонтальные усилия передавались: на правом берегу на залегающий довольно высоко твердый будайский мергель, а со стороны Пешта¹ — на твердую глину синего цвета. Неэкономичность конструкции была очевидна уже с самого начала, так как анкеровка цепей не могла быть решена непосредственным закреплением их в грунте и использованием его прочности. Пришлось создавать огромную вертикальную нагрузку (N) в форме анкерных стеновых массивов ($V=25\,000\ m^3$) так, чтобы горизонтальные усилия могли быть переданы на грунт в виде трения скольжения ($S=Nf$). Таким образом, для принятия усилий было использовано только поверхностное трение грунта, и для искусственного повышения сопротивления подошва фундамента имела зубчатую форму (рис. 18).

После окончания строительства опор, изготовления металлической конструкции главных балок и снятия лесов, когда уже были начаты работы по монтажу проезжей части, у температурного шва было замечено наличие медленного перемещения правобережного будайского берегового устоя. Была созвана комиссия, однако мнения ее членов разделились. Некоторые считали, что в данном случае имеет место оползень всего берега или же сдвиг

¹ Левобережная часть Будапешта. (Прим. перев.).

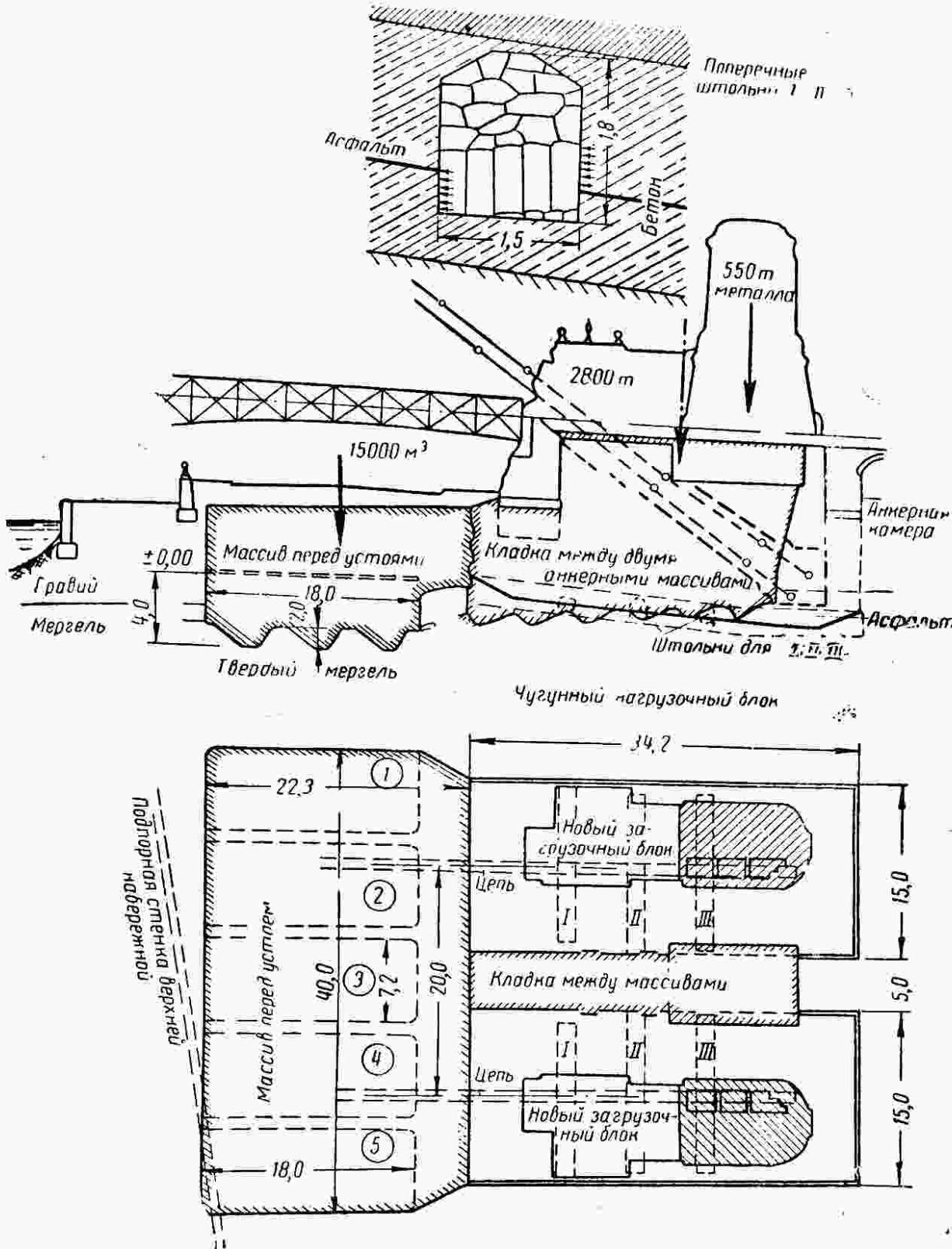


Рис. 18. Способ закрепления цепей моста Эржебет

пласта грунта, другие предполагали наличие сдвига всего фундаментного массива по поверхности мергелистого грунта. Были заложены вертикальные разведочные колодцы вплоть до основания фундамента и с их помощью было установлено, что сдвиг происходит по асфальтному изоляционному слою, находившемуся в 1 м от подошвы фундамента и предназначавшегося для изоляции анкерной камеры. Под действием продолжительной нагрузки ас-

асфальт обычно становится пластичным и в нем происходит остаточная пластическая деформация. Это состояние наступает еще скорее, если асфальт подвергается воздействию высокой температуры. Таким носителем тепла на будайском берегу оказались горячие подземные источники. В результате пластичного состояния асфальта в течение одного года (1900—1901 гг.) будайский береговой устой сдвинулся по направлению к руслу реки на 33 м. Сдвиг прекратился после того, как с проезжей части была снята вся нагрузка.

Перед береговыми устоями для обеспечения их устойчивости были заложены в мергеле на глубину до 8 м блоки площадью основания 40×23 м (2×100 м³), имевшие на подошве клинообразные выступы. Промежуток (ширина от 5 до 7 м) между первоначально отдельно стоявшими анкерными массивами был заполнен вплоть до проезжей части кладкой, а разделенные изоляцией на две части фундаменты скреплены в виде клиньев кладкой из камня в трех поперечных штольнях. Существовавшие верхние загрузочные массивы были устранины и на их месте установлены новые, более тяжелые, с чугунным заполнением (4×2800 т, см. рис. 18). Таким образом, в целях повышения сопротивления трению была увеличена вертикальная нагрузка, причем для этого послужил вес дорогостоящих строительных материалов, с коэффициентом использования не более 15%. Нельзя было рассчитывать и на пассивное давление окружающего грунта (которое возникает только после смещения, имеющего недопустимую величину с точки зрения прочности металлической конструкции, см. опору III моста в Сегеде).

Это показал и сдвиг берегового устоя, что собственно и послужило причиной заложения перед устоями подпорных блоков.

В результате перечисленных дополнительных работ строительство моста было продлено на полтора года и затраты увеличились на 20%.

Необходимо отметить, что 30 лет спустя такой же случай произошел на строительстве венского моста Райхсбрюке. Строительство этого висячего моста длиной $66 + 241 + 66 = 373$ м, предполагалось выполнить с дополнительным анкерованием цепей в массивах береговых устоев. Когда заложение этих массивов было закончено и производилась установка балок жесткости, в рабочих камерах были выполнены исследования грунта, которые показали, что пласт глины коричневого цвета не способен принять огромные горизонтальные усилия. Но вместо того, чтобы усилить опоры и в значительной мере повысить массу анкерных блоков, было решено заанкеровать цепи в балку жесткости. Это действительно избавило анкерные блоки от действия горизонтальной реакции, но превратило балки жесткости в эксцентрично сжатые стержни, что в свою очередь потребовало их значительного усиления (загрузка горизонтальной силой балок жесткости составила для каждой балки 7115 т, а отвечающий этой нагрузке вес металлической конструкции — 10 500 т!).

Таким образом, и в этом случае выбор конструкции без учета несущей способности грунта вызвал огромные дополнительные расходы и удлинил строительство на один год.

2. НЕПРАВИЛЬНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ

Очень часто причиной аварий бывает то, что проектировщик, не ознакомившись как следует с грунтовыми данными, применяет тот или иной способ фундирования, или же, недооценив местных условий, останавливается на таком решении вопроса фундирования, которое вообще не может быть выполнено, или же его проведение в жизнь рискованно.

В некоторых случаях, однако, излишняя перестраховка доводит до того, что усложнение конструкции фундамента делает его выполнение невозможным. В качестве примера может послужить приведенный ниже случай возведения фундамента устоя небольшого железобетонного моста через реку Тапио.

Однажды, устоиостоявшего много лет на небольшой речке железобетонного моста пролетом 5 м были размыты высокой паводковой водой и мост обрушился. Произошло это отчасти потому, что фундаменты устоев были заложены на недостаточной глубине, а отчасти виной была повышенная скорость потока воды в результате недостаточной пропускной способности пролета моста. Рыхлый наносный илистый грунт русла и подстилающий его песчано-пылеватый грунт были сильно размыты, а неглубоко заложенные фундаменты устоев подверглись подмытию. На основании опыта эксплуатации старого моста новый был запроектирован с пролетом в свету 12 м. Для заложения новых фундаментов на глубину 3 м были предусмотрены устройства шпунтовых ограждений и забивка свай длиной 5 м. Таким способом считалось возможным избежать в будущем аварий.

Прежде всего без особых затруднений было забито шпунтовое ограждение. После этого проектом предусматривались выемка грунта на глубину 3 м с открытым водоотливом и забивка на дне котлована большого числа деревянных свай длиной 5 м (рис. 19). Уже при выемке насыщенного водой песчаного грунта в текучем состоянии строители натолкнулись на серьезные затруднения. С увеличением глубины котлована и усилением водоотлива через некоторые неточно выполненные и недостаточно плотные стыки ограждения происходил все в большей мере приток совершенно разжиженного грунта. Текущий грунт, потеряв свою внутреннюю связность, увеличил давление на шпунтовую перемычку до гидростатического. При этом шпунтины в некоторых местах деформировались и раскрылись стыки. Закрыть наплыв грунта удалось лишь устройством дополнительных стенок ограждения — по существу настоящей внутренней опалубки.

Наряду с постоянным водоотливом была начата забивка свай. Однако образовавшаяся на дне котлована слякоть способствовала как жидкость передаче в боковом направлении сотрясения

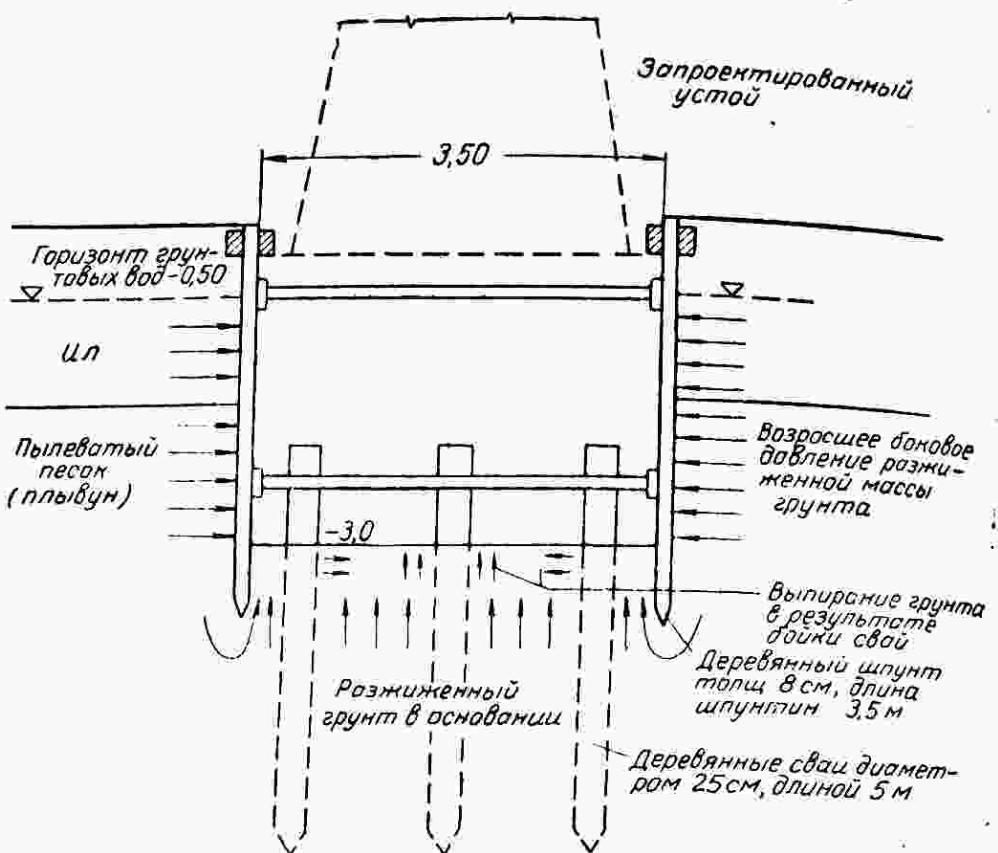


Рис. 19. Фундироование моста в Тапиосетмартоне

от каждого удара. В результате швы шпунтового ограждения вновь разошлись и наплыл грунта и воды в значительной степени усилился.

При забивке следующей сваи возникавшее при ее погружении боковое давление передавалось на уже ранее забитую сваю. Происходившее при этом выпиранье грунта в результате поверхностного трения увлекало за собой и выдавливало ранее забитую сваю. После многих и мучительных усилий, напрасных хлопот и аварий все же стало очевидным, что производить таким способом работы не представляется возможным или, во всяком случае, ненецелесообразно. Предусмотренные для принятия внешнего давления грунты превращались на все большей глубине в кашеобразную жижу, а возрастающее число родников в основании указывало на разрушение структуры грунта из-за взвешивающего действия воды. Крепление шпунтового ограждения в результате сотрясений постепенно ослаблялось и его деформация возросла до критической степени. В конце концов пришлось прекратить от качку воды, дать возможность воде заполнить котлован и, подбирая более длинные сваи, производить их забивку в воде. После того как сваи были забиты, воду очень быстро откачали и в срочном порядке уложили бетон. При этом, конечно, не обошлось без дальнейшего разрыхления грунта, так как еще до начала бетонирования пришлось выступающую часть свай отпилить.

Причиной всех чрезвычайных затруднений и неприятностей в данном случае было совершено неуместное и излишнее приме-

нение свайного основания. Можно с уверенностью сказать, что если бы песчаный грунт в текучем состоянии был защищен со всех сторон забитой на достаточную глубину шпунтовой стенкой, так, чтобы под давлением не происходило его выпирания, на него можно было бы передать нагрузку и заложить фундаменты на естественном основании. Шпунтовое ограждение наряду с этим служило бы достаточной защитой от подмывов. Само собою разумеется, что выемку грунта, огороженного шпунтовой стенкой, необходимо было бы выполнить землечерпанием, а фундаментные массивы забетонировать под водой. Таким образом, очевидно, что в целях излишней предосторожности проектом был неправильно выбран метод фундирования, который привел к весьма значительным дополнительным расходам и наряду с этим явился причиной полного разрыхления грунта в основании.

При строительстве котельной Политехнического института 50 лет тому назад фундаменты под капитальные стены были выполнены способом опускных колодцев. Нагрузка передавалась на каждый ряд колодцев посредством опирающихся на них сводиков. Колодцы были опущены до плотного песчано-гравийного грунта. При проводившемся в последние годы расширении котельной была разобрана, закрывавшая капитальные стены, небольшая пристройка и при этом на углах около торцовых стен были обнаружены ранее появившиеся трещины (рис. 20). Устройство фундаментов способом опускных колодцев показало себя при строительстве зданий с положительной стороны, поэтому интересно выяснить, почему и каким образом могли в данном случае образоваться деформации в виде трещин. Объяснение этого явления состоит в следующем.

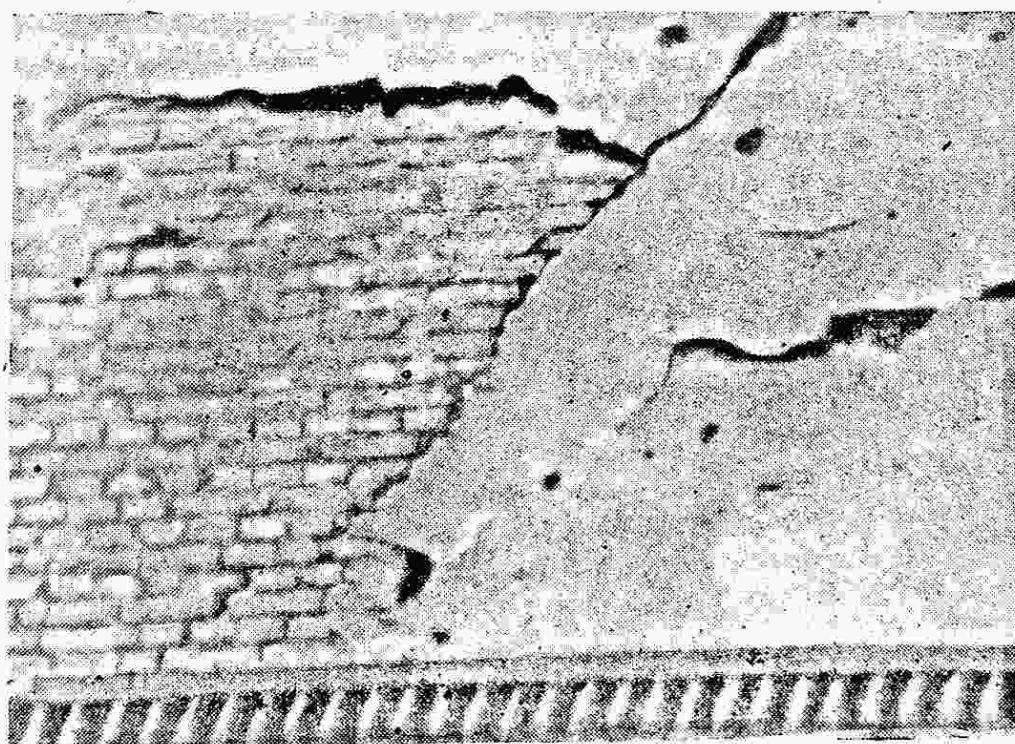


Рис. 20. Трещины на торцовой стене котельной

Плоские сводики, перекрывающие пролеты между колодцами, передают глубоким фундаментам не только вертикальную нагрузку, но и значительные горизонтальные усилия. Однако в отношении горизонтальной нагрузки опускные колодцы обычно обладают очень небольшой несущей способностью. Это вызывается не только тем, что опускной колодец прорезает именно те рыхлые и с малой несущей способностью слои грунта, которые при заложении фундамента сознательно желают исключить от приема нагрузки. Дело в том, что в процессе опускания колодца промежуточные слои грунта искусственно разрыхляются и подвергаются смятию, поэтому рассчитывать на их способность принять давление не приходится. Наряду с этим, действующие на промежуточные ряды колодцев горизонтальные силы взаимно уравновешиваются со всех сторон и никаких деформаций не вызывают. В противоположность этому у крайних рядов колодцев, под действием одностороннего давления, происходит довольно значительное смещение, в результате которого и произошла просадка сводов, а с их нижней стороны и в находившихся над ними стенах образовались трещины.

На рис. 21 приведено характерное образование трещин, причем видно, что они появились только в боковых панелях стены. Косая трещина, образовавшаяся в результате растягивающей деформации, доходит точно до места максимальной разности осадок, т. е. до замковой линии просевшего свода. Появление этих трещин можно было бы избежать, если бы пролеты между колодцами были перекрыты не сводиками, а железобетонными балками. Это подтверждается и строительством пристройки, возведенной во время расширения котельной. Для ее фундирования были также применены опускные колодцы, но в этом случае по верху колодцев была забетонирована железобетонная обвязочная балка, передающая только вертикальные усилия и вследствие этого горизонтальных сдвигов не было обнаружено.

Однако при опускании колодцев для устройства фундаментов пристройки были разрыхлены слои грунта вокруг старых колод-

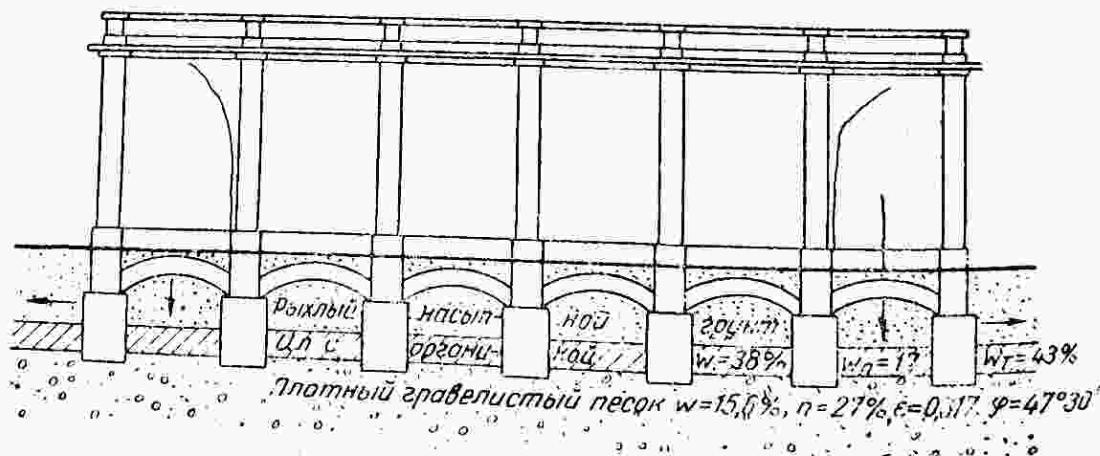


Рис. 21. Трещины, возникающие в результате бокового смещения опускных колодцев

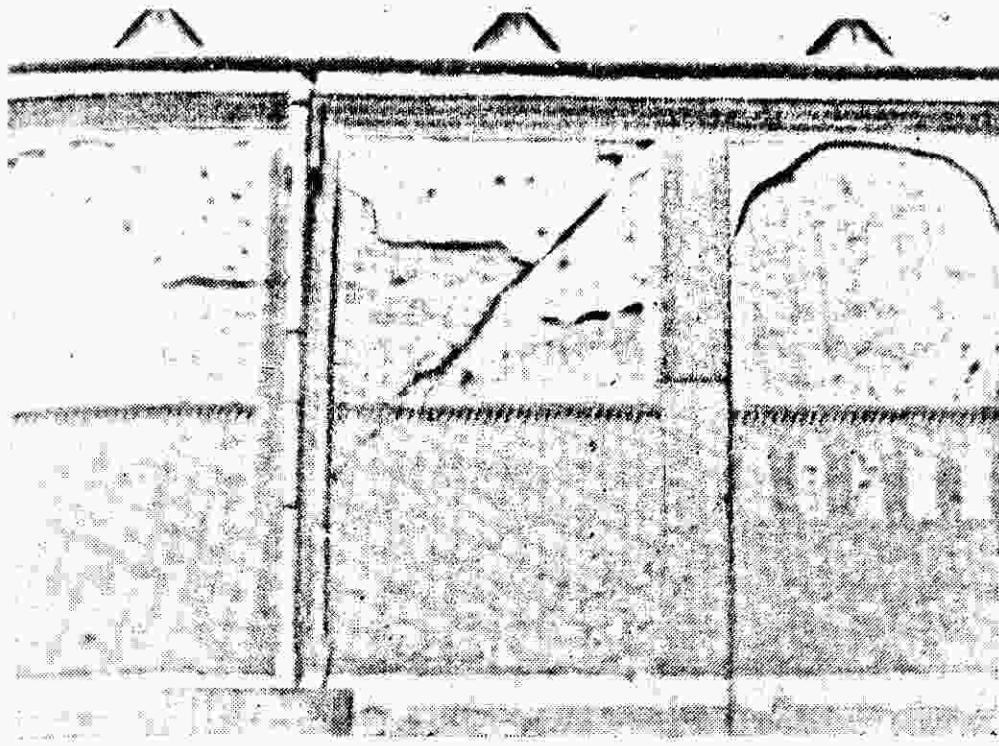


Рис. 22. Образование трещин вследствие погружения соседних колодцев

цев, которые после этого дали в некоторых местах осадку. На рис. 22 видны косые трещины, возникшие в результате этой осадки. В панели, находящейся с правой стороны пилястра, раскрытия трещин не произошло. Это объясняется тем, что следующий пилястр является крайним, и он, как это было ранее указано, сам дал осадку в результате горизонтального сдвига, так что в этой панели относительной разности осадок не было (на переднем плане рисунка виден верх железобетонного колодца, подготовленного к погружению). Из описанного случая можно сделать заключение, что выемку грунта из котлованов и заложение фундаментов рядом с существующими зданиями необходимо производить с особой осторожностью. Следует обращать особое внимание на то, чтобы вблизи старых фундаментов не происходило разрыхления грунта и не допускалось осыпание или растекание грунта около их граней. Особенно важно, чтобы оседание и вынос грунта не происходили под подошвой старых фундаментов.

Примером неправильного проектирования фундаментов является случай с перегородками некоторых складов и зданий мастерских речного порта в Дунапентеле¹. Капитальные стены, поддерживающие несущий каркас зданий, построенных на старом дунайском острове, опираются на колодцы, погруженные на глубину 6—6,5 м от поверхности насыпного грунта и основанные на слое плотного, естественно залегающего гравелистого, крупнозернистого песчаного грунта. В то же время промежуточные стенки, разделяющие отдельные помещения, опирались на ленточные

¹ Теперь Сталинварош. (Прим. перев.).

фундаменты, заложенные в свеженасыпном грунте на глубину от 60 до 80 см (рис. 23, а). Поэтому вполне естественно, что фундаменты, обоснованные на свежей насыпи, подвергающейся значительному уплотнению даже от собственного веса, дали большую и при этом неравномерную осадку. Края перегородок, опирающиеся на капитальные стены с глубоким фундаментом не перемещались, а их середина опускалась (осадка измерялась в дециметрах). Вследствие этого на всех перегородках появились типичные трещины, поднимающиеся под углом 45° по направлению к местам больших осадок. Трещины, раскрывшиеся на местах с ослабленным сечением, т. е. над дверными и оконными проемами, не имели сами по себе в конструктивном отношении аварийного характера, но вызывали обрушение больших кусков штукатурки, которые могли нанести повреждения находившимся в помещениях (рис. 23, б). Осадка усиливалась в данном случае еще из-за меняющегося уровня грунтовых вод в связи с возрастающей силой потока в период спада воды в Дунае. В результате изменяющейся нагрузки (взвешивающее действие воды) рыхлая песчано-гравийная насыпь все больше уплотнялась, мелкие частицы грунта вымывались и, таким образом, возникали подмыты.

Приведенный выше пример показывает, что для стенок второстепенного значения нельзя в одном и том же здании применять иной способ фундирования, чем для несущих нагрузку основных стен. Если образование трещин в перегородках и не угрожает устойчивости здания, то, во всяком случае, оно оказывает сильное влияние на эксплуатационные условия здания. Если же глубокое заложение второстепенных фундаментов требует больших расходов, то наиболее целесообразным является передача путем изменения конструкции веса перегородок на фундаменты капитальных стен (при помощи сводиков или же железобетонных балок).

Во многих случаях аварии происходят вследствие того, что заложение фундаментов производится на недостаточную глубину. В некоторых случаях они могут быть вызваны также и тем, что рядом расположенные фундаменты или траншеи инженерных сооружений закладываются на различной глубине.

В больших производственных корпусах, прокатных цехах металлургических заводов и других зданиях тяжелой промышленности строительство каналов, фундаментов под машинное оборудование и прокладку подземных коммуникаций производят, как правило, после завершения строительства основных зданий. Очень часто, при несогласованности технологического проекта со строительным, в непосредственной близости от фундаментов зданий роют на большую глубину траншеи для каналов (если бы они имели временный характер, это было бы не так существенно), или же закладывают на значительной глубине фундаменты под оборудование. Выполнение таких работ всегда заключает в себе опасность для основного сооружения и уже неоднократно сопровождалось недопустимой осадкой и образованием трещин в зданиях.

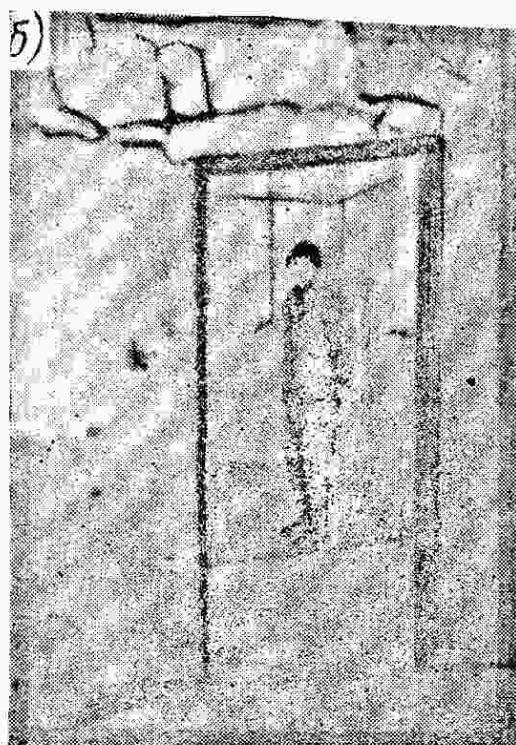
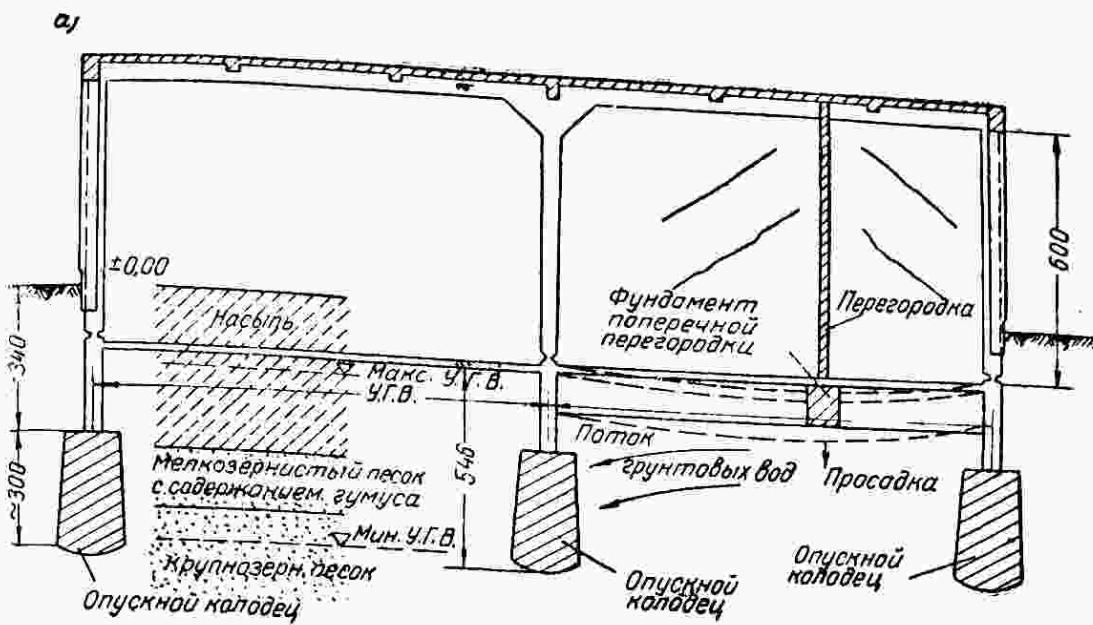


Рис. 23. Осадка перегородок в дунапентельском складском здании
а — схема; б — деформированные перегородки

При возведении фундаментов, закладываемых на различные глубины, очень важным является правильный подбор очередности выполнения земляных работ. Прежде всего должно выполняться заложение более глубоких фундаментов и затем, постепенно, менее глубоких. При всех этих работах большую роль играет качественное уплотнение обратно засыпаемого грунта. Основание котлована имеет большие размеры, чем массив фундамента, и поэтому по окончании работ пазухи должны заполняться грунтом. Обратно засыпанный грунт не должен ни в коем случае иметь меньшее уплотнение, чем грунт в естественном состоянии. Это может быть достигнуто с помощью современных механизмов для уплотнения или заливкой водой котлована с одновременным игло-

фильтровым отсосом. При этом может быть даже получена плотность грунта больше первоначальной.

Решение вопроса о глубине заложения должно основываться не только на несущей способности непосредственно вскрытого пласти грунта, но также и с учетом подстилающих слоев возможных образований пустот и т. п., а также наличия потоков подземных вод, наличия размывов, подмывов и изменения боковых давлений.

Следующий случай показывает, какие тяжелые последствия могут произойти, если не учитываются приведенные выше факторы.

В Моравском городе Тврденице была несколько лет тому назад построена церковь, имевшая тяжелую готическую крышу. Непосредственно после окончания строительства на потолке образовались трещины, создававшие угрозу общего разрушения. Вследствие того, что в окрестностях часто происходили оползни грунта, было сделано ошибочное заключение, что и в данном случае церковь построена на грунте, имеющем склонность к сползанию. Такое заключение было вынесено вопреки тому, что участок, на котором размещалась церковь, имел большую протяженность и незначительный уклон. Для задержания оползня было предложено принять традиционное решение по устройству дренажных каналов, которые и были построены с заглублением на 6 м в непосредственной близости от фундаментов церкви. Дренажные каналы были заполнены камнем. Для того чтобы промежутки между камнями обеспечивали сток воды и не засорялись засыпаемым обратно грунтом, верх каменного заполнения был покрыт соломой. Засыпавшийся обратно на слой соломы грунт вообще не подвергался уплотнению.

После окончания работ церковь обрушилась. Произошло это вследствие того, что в результате вертикального давления фундамента церкви на грунт возникло боковое давление и оно выперло грунт, прилегающий к фундаментным стенкам, в швы каменного заполнения дренажа. Этот сдвиг грунта в боковом направлении повлек за собой такую вертикальную осадку, которая была достаточна, чтобы произошло обрушение здания, подвергшегося уже и до того большой деформации.

Последовавшими за этим обследованиями была установлена причина первоначального образования трещин. Оказалось, что церковь была построена над могилами стариинного и давно заброшенного кладбища. Таким образом, в данном случае было бы достаточно подошву фундамента церкви заложить ниже уровня могил.

Строительство новых фундаментов и каналов около фундаментов существующих зданий является во многих случаях причиной аварийных осадок, образования трещин и других деформаций. При креплениях котлованов, или даже при самом осторожном опускании колодцев и заложении скважин для набивных свай, неизбежен некоторый горизонтальный сдвиг, являющийся послед-

ствием разрыхления грунта. Он продолжается до тех пор, пока грунт под воздействием сдвига не будет снова обжат пропорционально действующей на него силе.

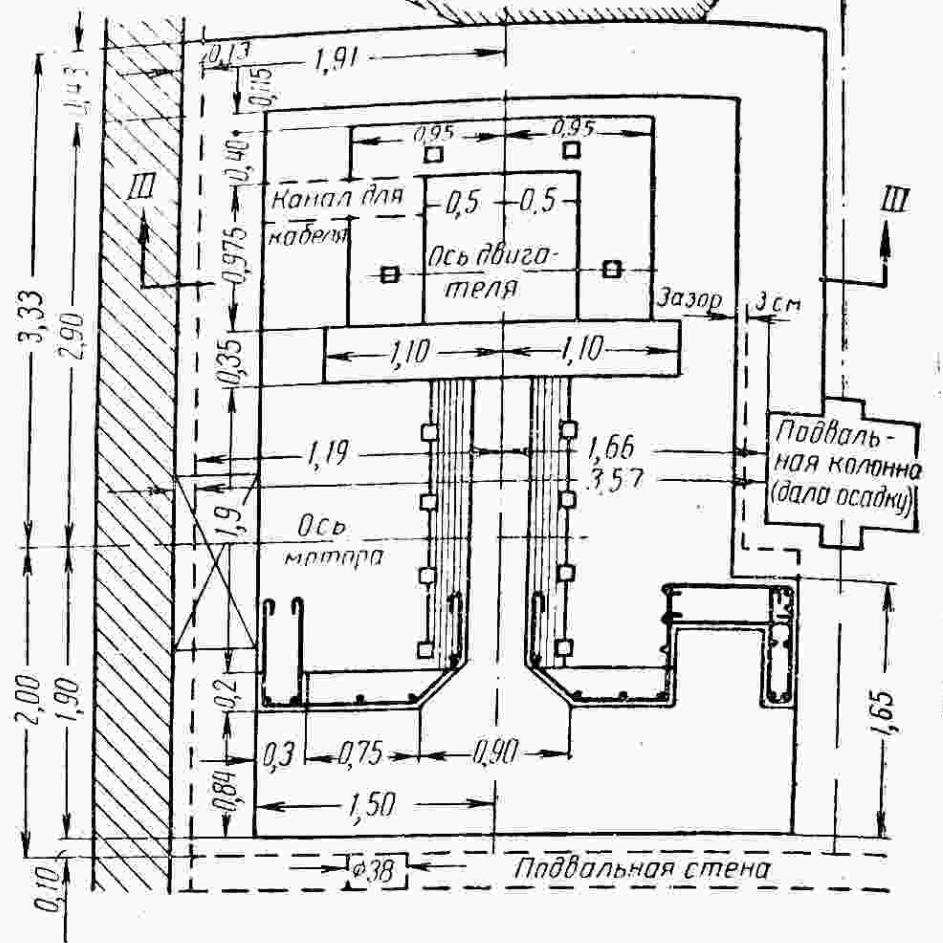
3. НЕПРАВИЛЬНЫЙ УЧЕТ НАГРУЗОК В ПРОЕКТЕ, ИГНОРИРОВАНИЕ ИЗМЕНЕНИЙ В НАГРУЗКАХ

Перечисленные в заглавии ошибки случаются в основном в связи с динамическим воздействием нагрузок, а также в результате наложения напряжений от дополнительно пристроенных сооружений или вызванных состоянием грунта изменений величины призмы обрушения.

Дополнительная нагрузка в результате вибраций

Случай неправильного возведения фундамента двигателя внутреннего сгорания был описан Прессом. В подвале старого здания требовалось установить довольно мощный двигатель внутреннего сгорания, как это указано на рис. 24. Фундаментный массив был запроектирован отдельно стоящим, т. е. без связи с существующими капитальными стенами и подвальной колонной здания. Под полом подвала залегал слой песка толщиной 3 м с торфянистыми прослойками, подстилаемый пластом гравелистого разнозернистого песка достаточной толщины. Поэтому было решено заложить фундамент двигателя на свайном основании. Вследствие стесненных условий и во избежание воздействия сотрясений при забивке свай применялись железобетонные набивные сваи диаметра 32 см, снабженные в верхней части, находившейся в торфянистом грунте, битуминозной изоляционной оболочкой для защиты от агрессивного воздействия грунтовых вод. На подготовленном слое из шлакобетона был устроен железобетонный свайный ростверк толщиной 40 см, на нем уложена в раме из угловой стали виброзоляционная пробковая плита толщиной 6 см, а сверху засыпан железобетонный массивный фундамент.

Первое время никаких неприятных явлений не происходило, однако с течением времени на существующей подвальной колонне (на рисунке заштрихована), заложенной на естественном основании, появились трещины, постепенно раскрывшиеся до такой степени, что оказалось необходимым разгрузить колонну с помощью деревянных подпорок. Было с несомненностью установлено, что образование трещин является результатом передачи вибраций двигателя в направлении фундамента подвальной колонны. Вначале частота колебаний не совпадала с собственной частотой колебаний грунта. Однако с течением времени, в результате незначительной горизонтальной жесткости свай, их постепенного горизонтального перемещения, а также постепенного уплотнения грунта возникло явление резонанса. Для восстановления устойчивости фундамента и устранения дальнейших деформаций под подвальную колонну были подведены набивные сваи.



Разрез по III-III

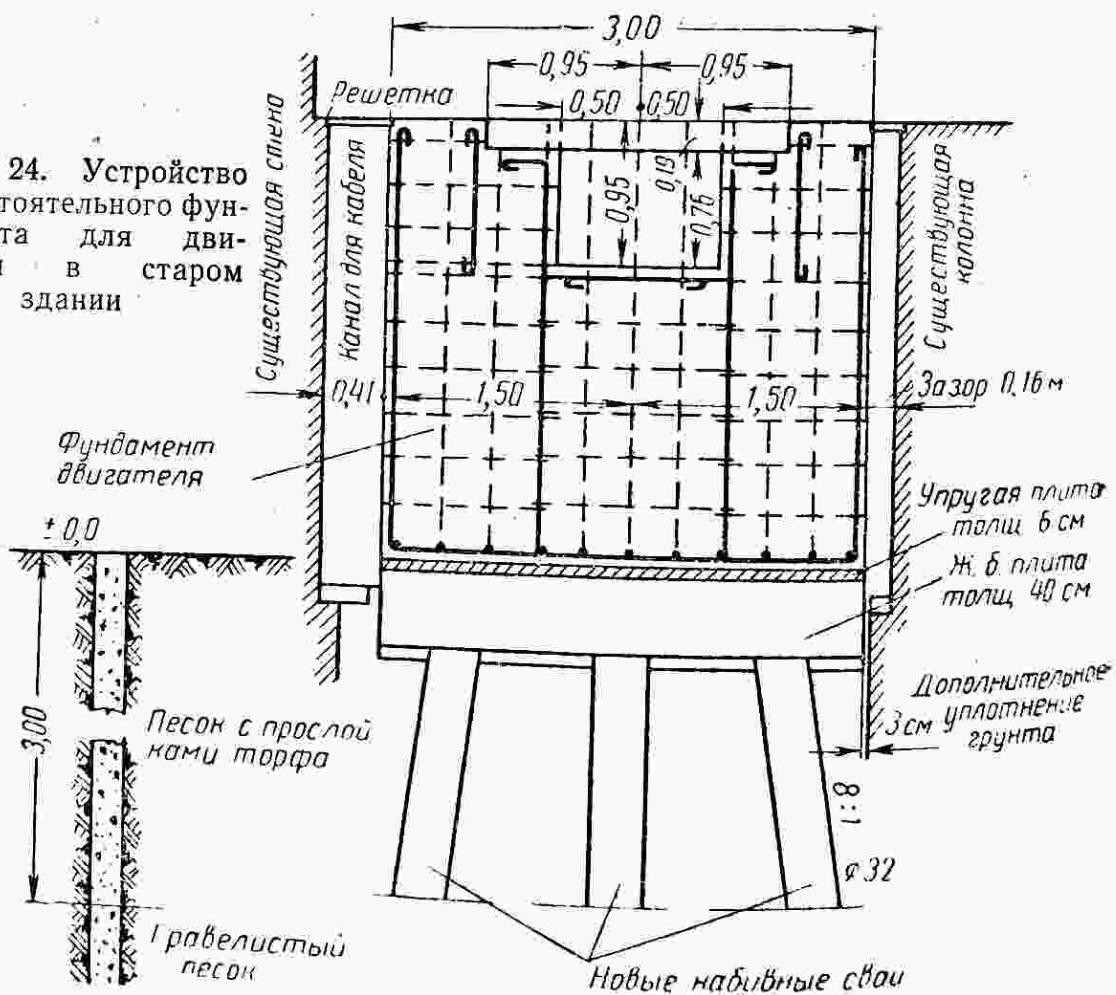


Рис. 24. Устройство самостоятельного фундамента для двигателя в старом здании

Торфянистые грунты даже при незначительной нагрузке в высшей степени чувствительны к воздействию вибраций. Так, например, глубоко заложенные и не представляющие значительной нагрузки торцовые и капитальные стены общежития при лечебнице в Андъялфельде¹ дали едва заметную осадку. В то же время пол первого этажа, уложенный непосредственно над слоем торфа, под действием происходившего вблизи интенсивного уличного движения и без какой-либо значительной статической нагрузки, дал настолько большую осадку, что под оставшимися на своих местах перегородками образовались зазоры величиной до 8—10 см.

В результате наступивших значительных деформаций это здание все же, в конце концов, пришлось подвергнуть сносу.

Аналогичный случай произошел и в машинном зале главного корпуса Чепельской шерстепрядильной и текстильной фабрики. Легкое текстильное оборудование было установлено в приведенном на рис. 25, а корпусе даже без заложения в грунт специальных фундаментов. Под действием вибраций станков насыпной грунт толщиной 1,65 м под полом здания настолько уплотнился, что его давление на фасадные стены существенно возросло и вызвало их изгиб в наружные стороны (рис. 25, б).

В принципе неверно подвергать наружные стены одностороннему давлению грунта, но еще большей ошибкой является размещение на насыпном грунте станков, действующих на этот грунт своей вибрацией.

У железнодорожного поворотного круга на будапештской скотобойне было замечено, что зазор между диском и круговой стенкой на северной стороне совершенно исчез, а на противоположной стороне он расширился на 2—3 см. Это явление с несомненностью указывало на наклон центрального осевого блока. Проведенным после этого обследованием грунта было установлено, что ливневые воды не уходили в канализационные трубы, а на расстоянии 1,5 м от центрального блока был устроен обычный поглощающий колодец с гравийным фильтром (рис. 26). Это привлекло за собой размыв и подмытие песчаного грунта и односторонний крен осевого блока.

Во избежание в дальнейшем аварийного состояния было предложено построить ливневую канализацию и под осевой блок подвести глубоко заложенный фундамент. В соответствии с этим, строительство ливневого канала было выполнено, а в отношении углубления фундамента была занята выжидаящая позиция, так как на основании данных проведенных лабораторных испытаний было видно, что чрезвычайно рыхлый и однородный по гранулометрическому составу песчаный грунт ($\epsilon=0,83$, коэффициент неоднородности $K_d=2,45$, $\gamma=1,45 \text{ t/m}^3$) под действием повторных нагрузок в пределах допускаемых может быть приведен в значительно более уплотнен-

¹ Район Будапешта. (Прим. перев.).

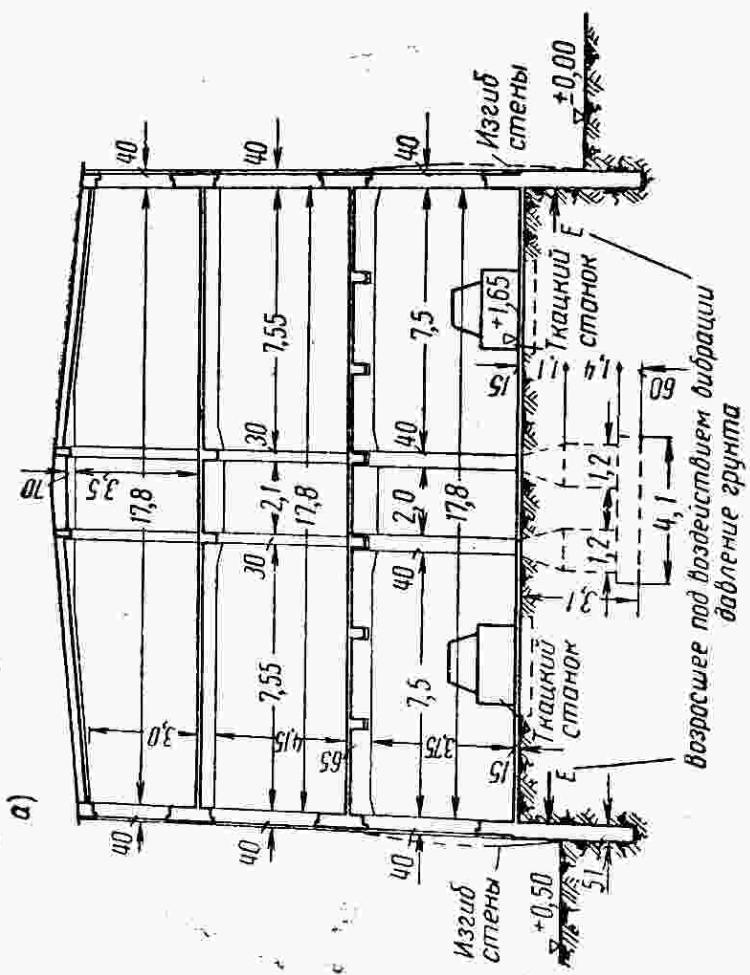
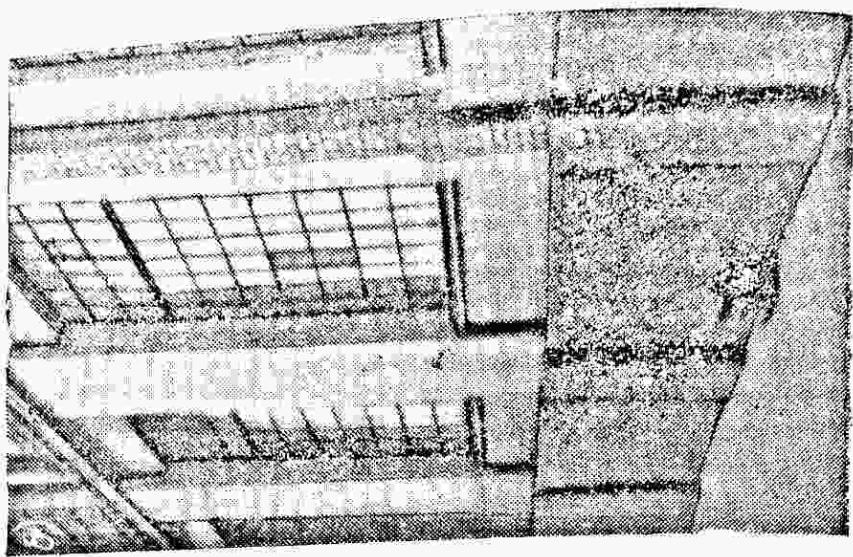


Рис. 25. Прогиб наружной стены машинного здания Венгерской текстильной фабрики
а — разрез здания; б — прогиб стены

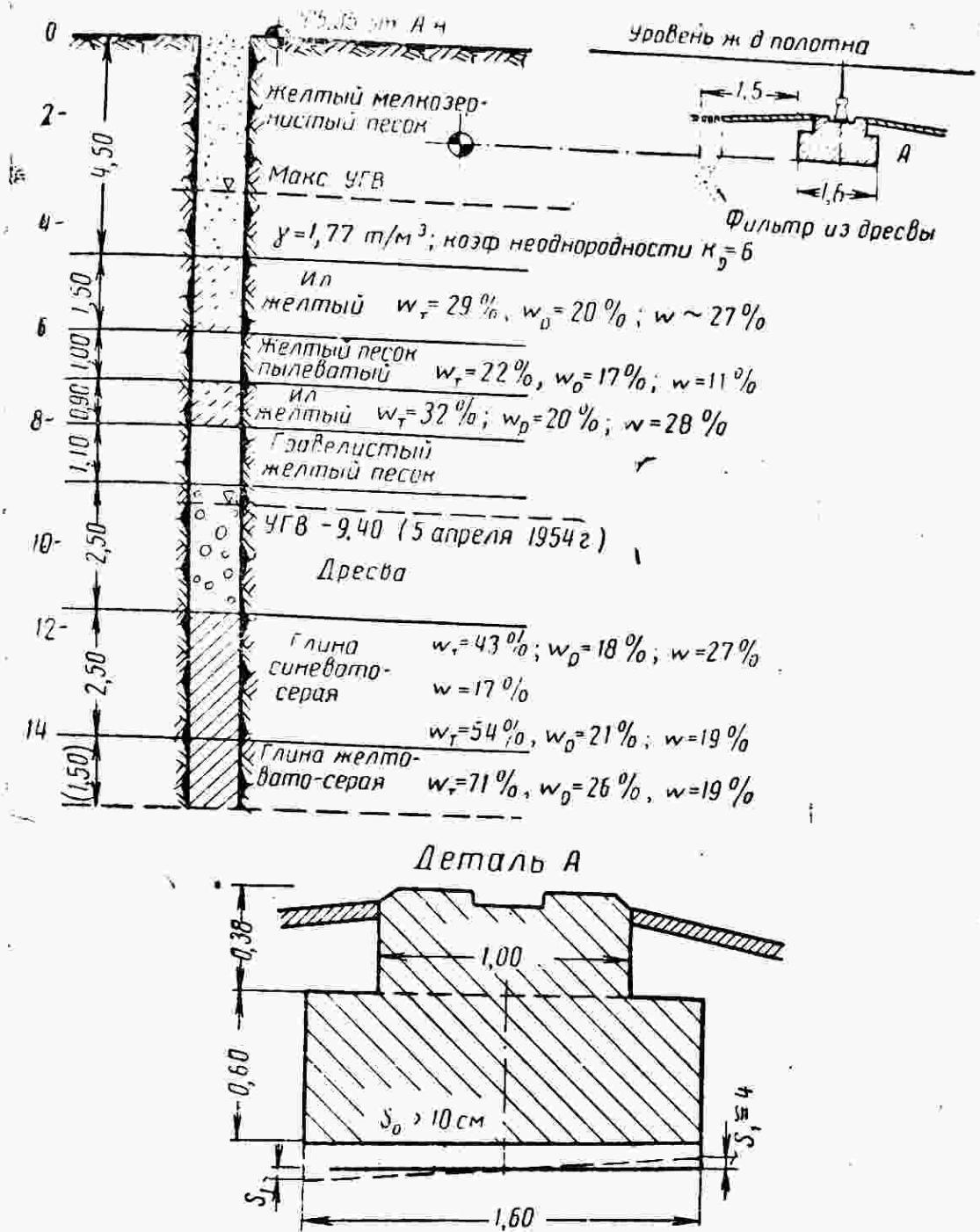


Рис. 26. Наклон осевого блока поворотного круга на скотобойне

ное состояние. Таким путем уменьшается его сжимаемость, а несущая способность в значительной мере возрастает. На рис. 27 видно, что после повторной 800-кратной последовательной нагрузки до давления 2 кг/см^2 , соответствующего напряжению под осевым блоком, остаточная осадка возросла на 57% , модуль сжатия E увеличился с 38 кг/см^2 до 860 кг/см^2 , а коэффициент пористости e уменьшился с 0,83 до 0,63. Ввиду того, что поворотные круги подвергаются весьма частой повторной нагрузке, можно было ожидать, что после прекращения инфильтрации воды, грунт вскоре достигнет такой степени плотности, при которой и без устройства глубокого фундамента не произойдет имеющий какое-

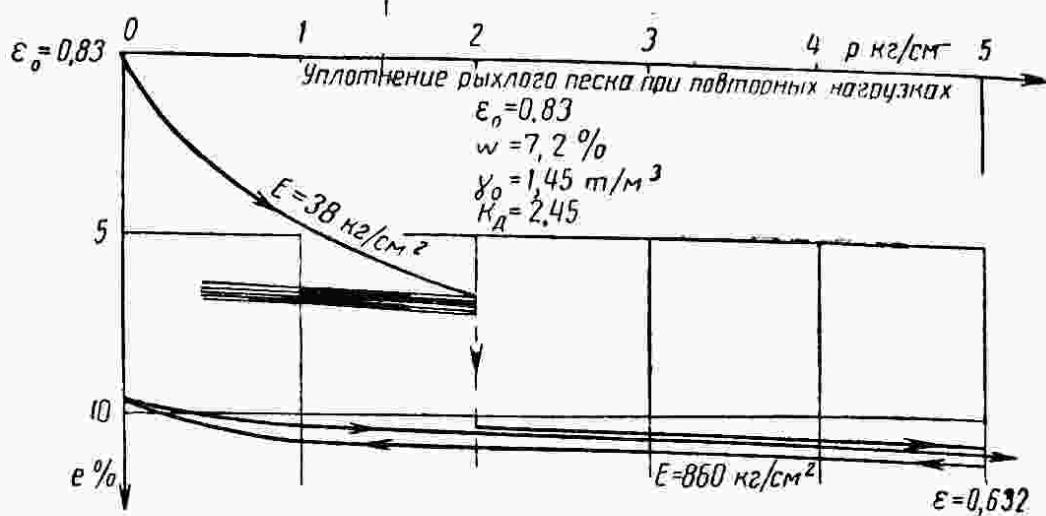


Рис. 27. Уплотнение рыхлого песчаного грунта под действием повторных нагрузок

либо значение наклон центрального осевого блока. До наступления такого состояния грунта более целесообразным являлось выравнивание перекоса с помощью подкладок.

Осадка, возникающая в результате наложения напряжений

Наложение нескольких сил происходит очень часто в тех случаях, когда к наружной стене какого-либо производственного здания пристраивают дополнительное здание. Это может вызвать, например, осадку несущих нагрузку стоек каркаса наружных стен и повлечь за собой перенапряжения во многих элементах конструкции основного здания и их повреждение (если, например, имеют дело со статически неопределенной жесткой конструкцией здания). Трешины и деформации могут появиться в стенных заполнениях между рамами, а также в частях стены, ослабленных оконными и дверными проемами (рис. 28). Перенагруженные стойки рам дают осадку, в то время как стеновое заполнение остается на месте и в результате возникающего при этом из-

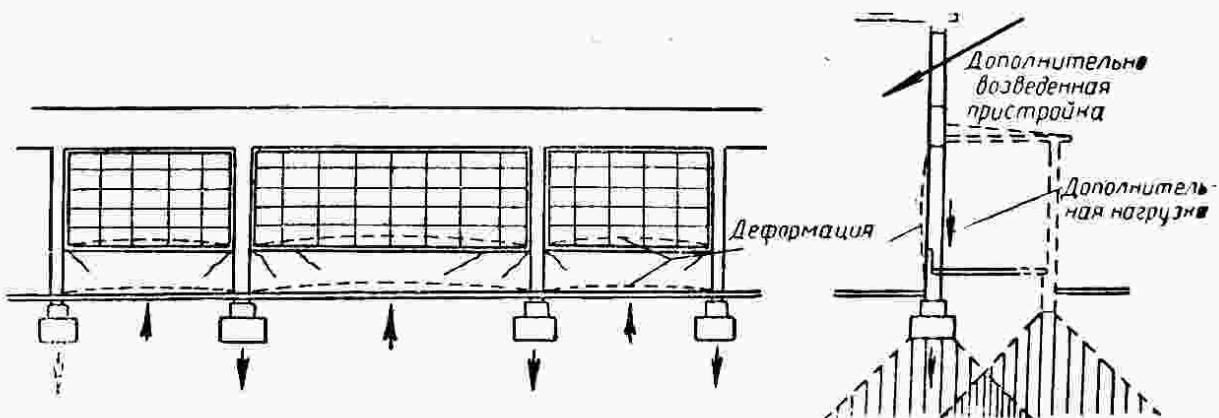


Рис. 28. Последствия пристройки дополнительного здания к существующему

гиба на стенах появляются косые трещины, окна перекаиваются, а в некоторых случаях даже подвергаются излому, как это показано на рис. 28.

Типичные наложения напряжений происходят, аналогично описанным выше, в основании фундаментов средних несущих стен. На рис. 29 видно, что под средней несущей стеной происходит взаимное наложение одинаковых по интенсивности давлений на грунт, в результате которого на этом месте осадка должна иметь большие величины.

Если в основании имеются сравнительно хорошие грунты и ширина подошвы фундаментов проектируется по конструктивным соображениям (или с излишним коэффициентом запаса) одинаковых размеров как для внешних стен, так и для средней, то неравномерная осадка усиливается. Средняя стена принимает во всех случаях большую нагрузку, чем внешние, и вследствие этого ее относительная осадка увеличивается в большей мере. Взаимное наложение напряжений зависит, конечно, и от расстояния между капитальными стенами, и чем меньше пролет между ними, тем больше будет разность в величине осадок.

Помимо этого, аварийные состояния часто вызываются попечными промежуточными подвальными стенками. В большинстве случаев такие перегородки в подвальных помещениях вообще не несут никакой нагрузки и вследствие этого не дают осадки. В то же время, находящиеся по их краям капитальные стены передают на грунт основания значительное давление и их осадка происходит одновременно со всем зданием. Так, например, в одной вилле над подвальной перегородкой находилось мощное перекрытие. Опускаясь при осадке вместе со зданием, это перекрытие начало оказывать давление на находившуюся под ним подвальную перегородку. Перегородка в свою очередь давила на перекрытие в направлении снизу вверх и так как конструкция перекрытия не рассчитывалась на отрицательный момент, в ней образовались трещины (см. рис. 74, а).

Необходимо иметь в виду, что с возможностью осадки капитальных стен особенно приходится считаться в новопостроенных зданиях. Возведение подвальных перегородок целесообразно выполнять как можно позже, после полного окончания строительст-

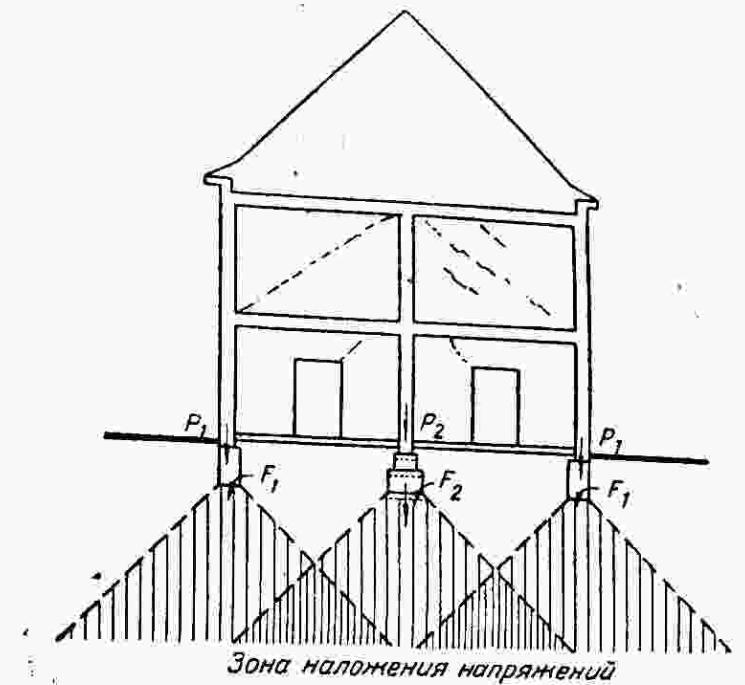


Рис. 29. Наложение напряжений под средней несущей стеной

ва здания, когда уже в основном произошло затухание осадки капитальных стен.

Взаимное наложение напряжений очень часто имеет место при строительстве устоев мостов. Примером может послужить случай с береговым устоем одного из пойменных мостов, входящих в систему правобережного путепровода Медвейского моста (рис. 30а). За устоем, фундамент которого был заложен на железобетонных набивных сваях длиной 8 м, была дополнительна произведена отсыпка грунта на среднюю высоту до 10 м. Под тяжестью насыпи поверхность земли дала просадку на величину от 25 до 35 см. Это можно было измерить в натуре по прогибу, возникшему в каменных конусах, примыкавших к устоям. Такая осадка появилась вследствие сжатия верхнего слоя пылеватого песка и залегающего под ним рыхлого песчаного грунта общей толщиной от 6 до 7 м. Удельная нагрузка от насыпи составляет $1,8 \text{ кг}/\text{см}^2$. Помимо этого, уплотнение насыпи под действием собственного веса составило 25 см и, таким образом, общая осадка верха насыпи достигла 50—60 см.

Действующее на устой давление грунта высокой насыпи и напряжения в грунте подошвы насыпи, вызываемые ее весом, имеют естественное распространение также и в направлении массива фундамента устоя. Здесь происходит их наложение с напряжени-

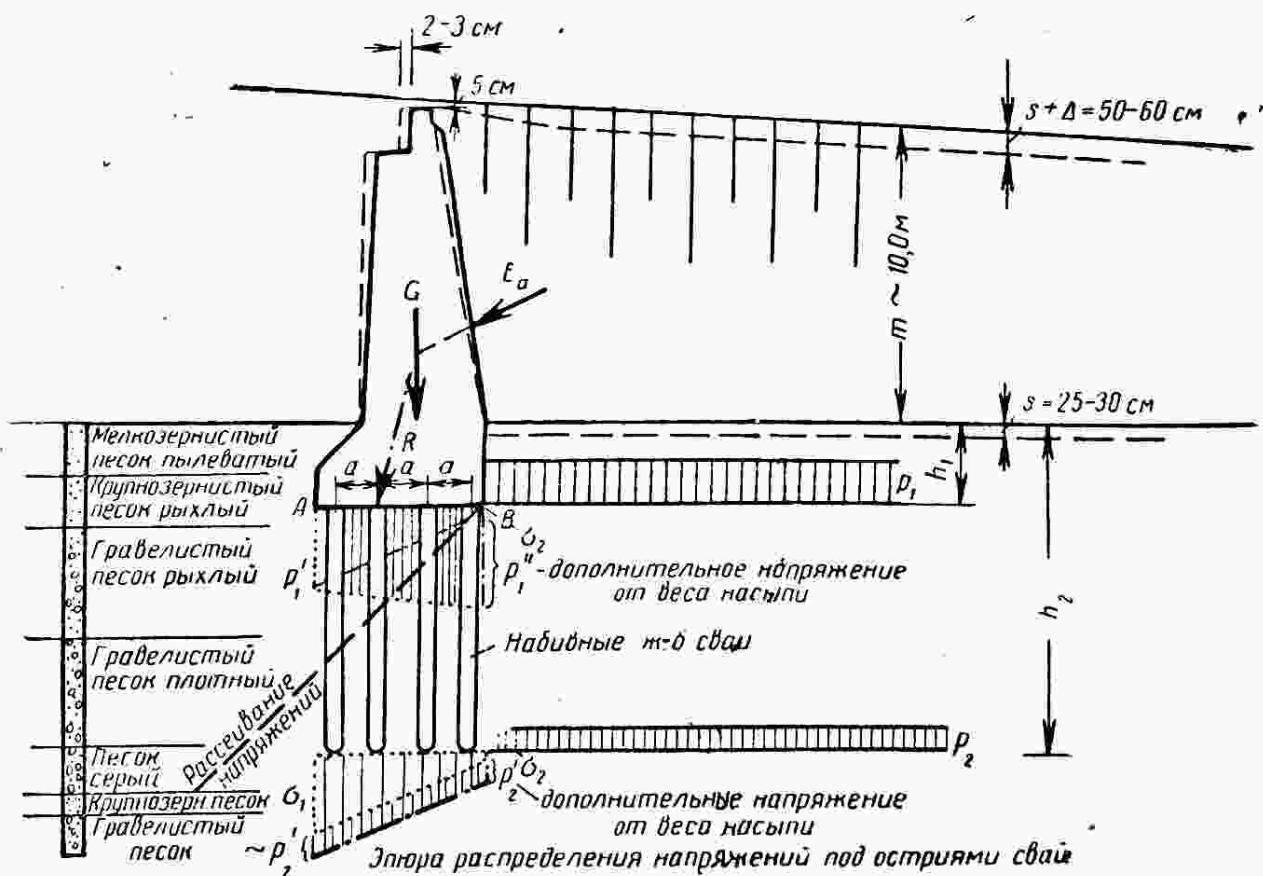


Рис. 30а. Смещение устоев Медвейского моста

ями в грунте, вызванными самим устоем ($\sigma_{1,2}$). Рассчитанные по теории линейного распространения напряжений, равномерно распределенные напряжения p_1 под подошвой фундамента устоя имеют, как правило, настолько значительную величину, что, прибавляя их к меньшему краевому давлению со стороны насыпи, получаем: $\sigma_2 + p''_1 > \sigma_1 + p'_1$.

Это значит, что под воздействием насыпи в устое возникает крен в направлении к ней (см. рис. 30а). Однако, благодаря свайному основанию, напряжения, вызываемые устоем, смещены вниз к остриям. Здесь уже величина накладывающегося напряжения p_2 значительно уменьшается и, что особенно важно, меньше будет разница между накладывающимися напряжениями p'_2 и p''_2 на вертикали, опущенной из угловых точек A и B подошвы фундамента. Вследствие этого имеем: $\sigma_2 + p''_2 < \sigma_1 + p'_2$. Таким образом, под гранью фундамента, обращенной к пролету, напряжения будут больше, а это значит, что устой накренится вперед (см. рис. 30,а).

У устоя Медвейского пойменного моста образовался крен вперед в направлении пролета порядка 2—3 см, что отвечает разности осадок граней фундамента на 1—1,5 см. Если бы сваи были распределены не на одинаковых расстояниях, а с учетом неравномерного давления пропорционально нагрузке, то можно было избежать разности в осадке граней A и B и наклона устоя вперед.

В случае заложения фундамента устоя на естественном основании, наложение напряжений, вызываемых весом насыпи под подошвой фундамента, происходит неравномерно и поэтому напряжения со стороны насыпи будут больше. Такие случаи обычно встречаются там, где во избежание наклона устоя вперед прибегают к устройству верхней подпоры, как это было сделано для указанного на рис. 30,б пештского берегового устоя моста «Арпад».

Из приведенных графиков видно, что вертикальное перемещение разделенной на две части задней стенки устоя проявилось в основном с началом отсыпки насыпи и в соответствии с медленной консолидацией слоя илистого грунта синевато-серого цвета продолжалось очень долго. В течение $6\frac{1}{2}$ лет перекос у температурного шва проезжей части составил $\delta_y = 6$ см, что отвечает разности осадок под гранями фундамента $\Delta S = 6 \times 1/5 = 1,2$ см. Недопустимые неравномерные осадки мостового устоя, возникшие в результате наложения напряжений, удалось устранить мероприятиями конструктивного характера. Перекрывающие и поддерживающие перекрытия свободно опирались, с одной стороны, на заднюю стенку, а с другой — на глубоко заложенный устой, не имея с ними жесткого соединения.

Вследствие этого смещения могли происходить, не вызывая опасных в конструктивном отношении образований трещин или разрушений.

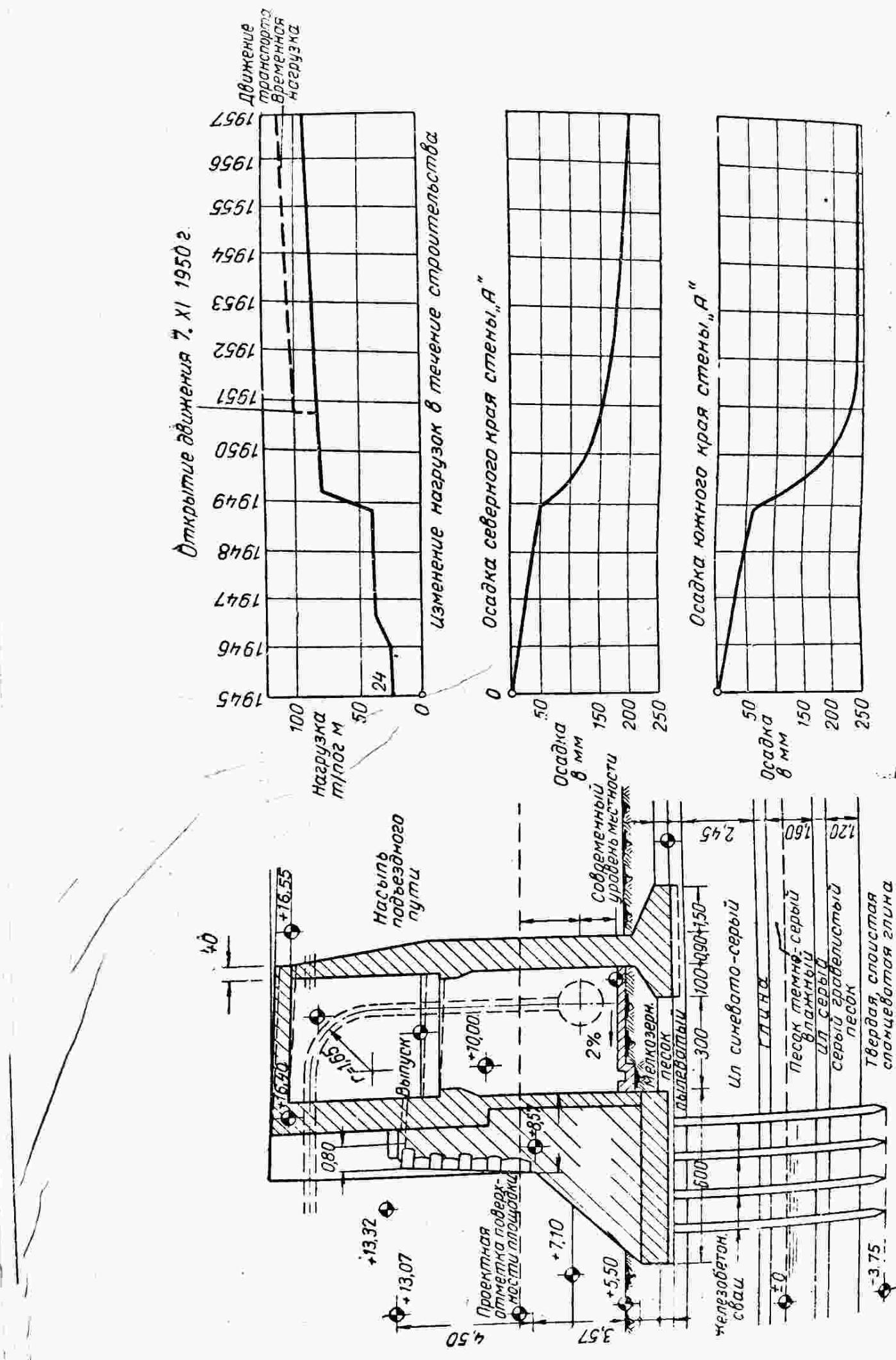


Рис. 30б. Смещение пештского устоя моста «Арнад»

Дополнительное увеличение нагрузок

В проектах часто остается неучтено в должной мере возможность дополнительного увеличения нагрузок, в результате чего при устройстве фундаментов допускаются ошибки, влияющие на появление в самом сооружении повреждений аварийного характера.

Типичным примером в этом отношении может послужить сооружение фундаментов опор подкранового пути грануляционной установки. Строительство железобетонного кранового пути пролетом 28 м предусматривалось выполнить на свайном основании со сваями, забитыми до глинистого грунта естественной структуры (рис. 31). С учетом весьма срочного характера работ, с целью сократить время строительства и «уменьшить затраты» удалось убедить проектировщика изменить первоначальный проект и предусмотреть устройство фундаментов на естественном основании. В соответствии с этим вариантом проекта, фундаменты одного ряда столбов должны были быть заложены на грунте естественной структуры, а другого — обоснованы на меньшей глубине, прямо на насыпи из шлака. Последняя к моменту проектирования еще не была отсыпана. При расчете допускаемого давления было ошибочно принято, что насыпь уже готова, и при определении цифровых значений было учтено благоприятное воздействие боковой нагрузки насыпи аналогично вертикальному давлению вышележащих слоев на нижерасположенные напластования. В конечном результате фундаменты столбов ряда В были заложены на свежей насыпи высотой от 4 до 5 м. Отсыпка насыпи производилась без учета необходимых правил, а именно — с

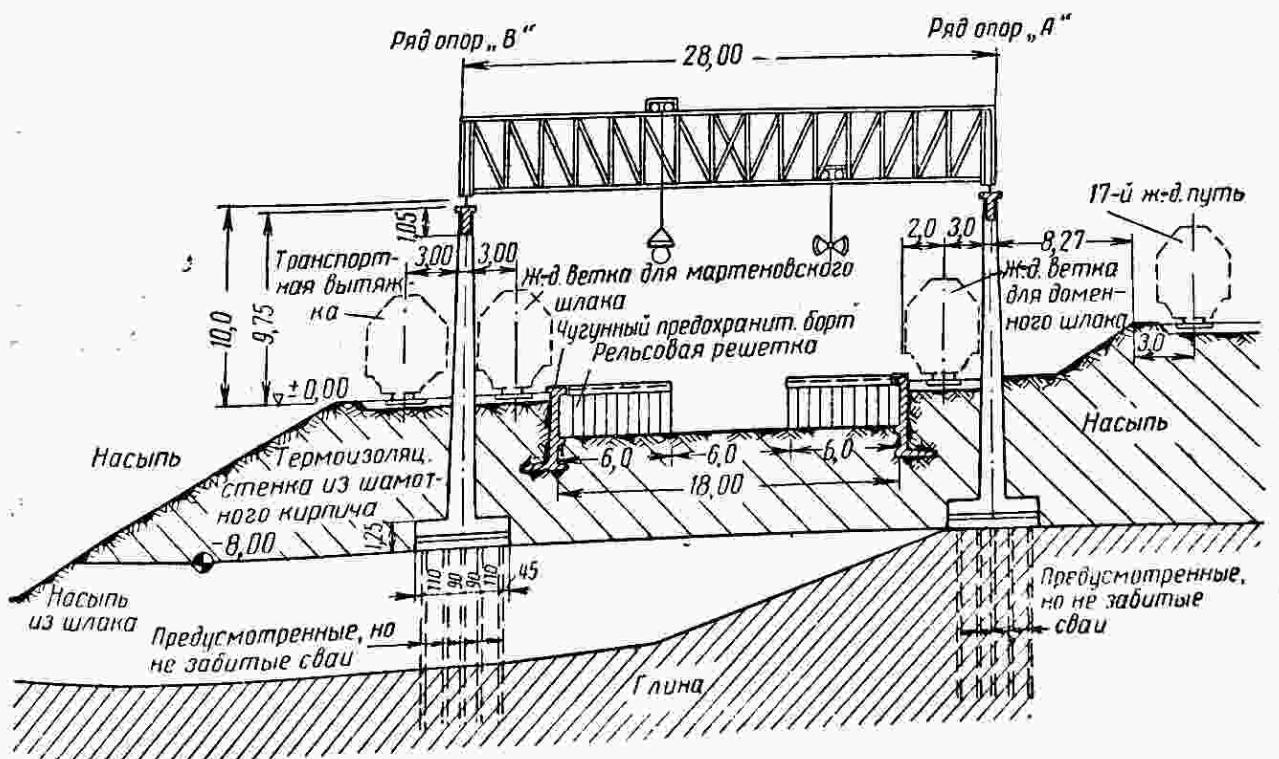


Рис. 31. Фундаменты подкранового пути шлако-грануляционной установки

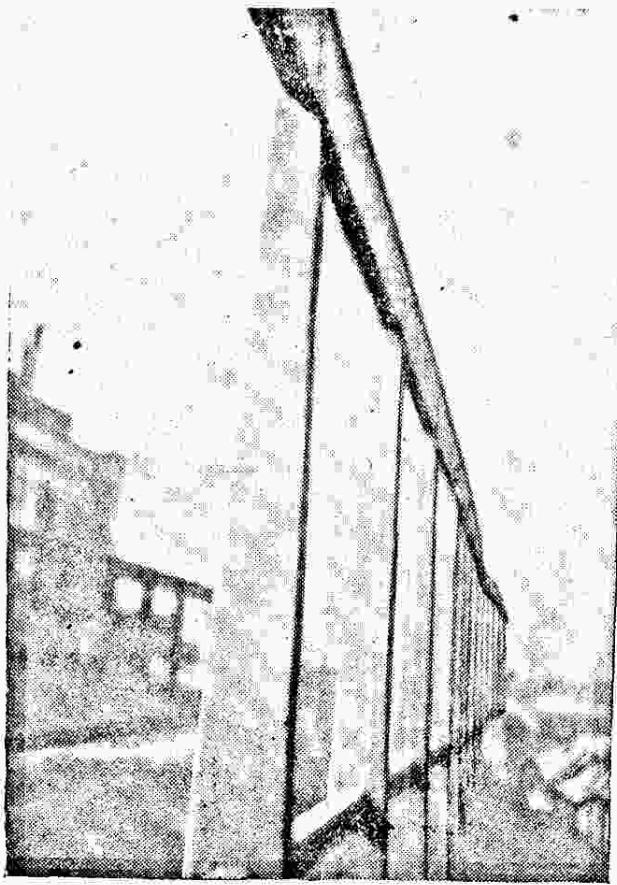


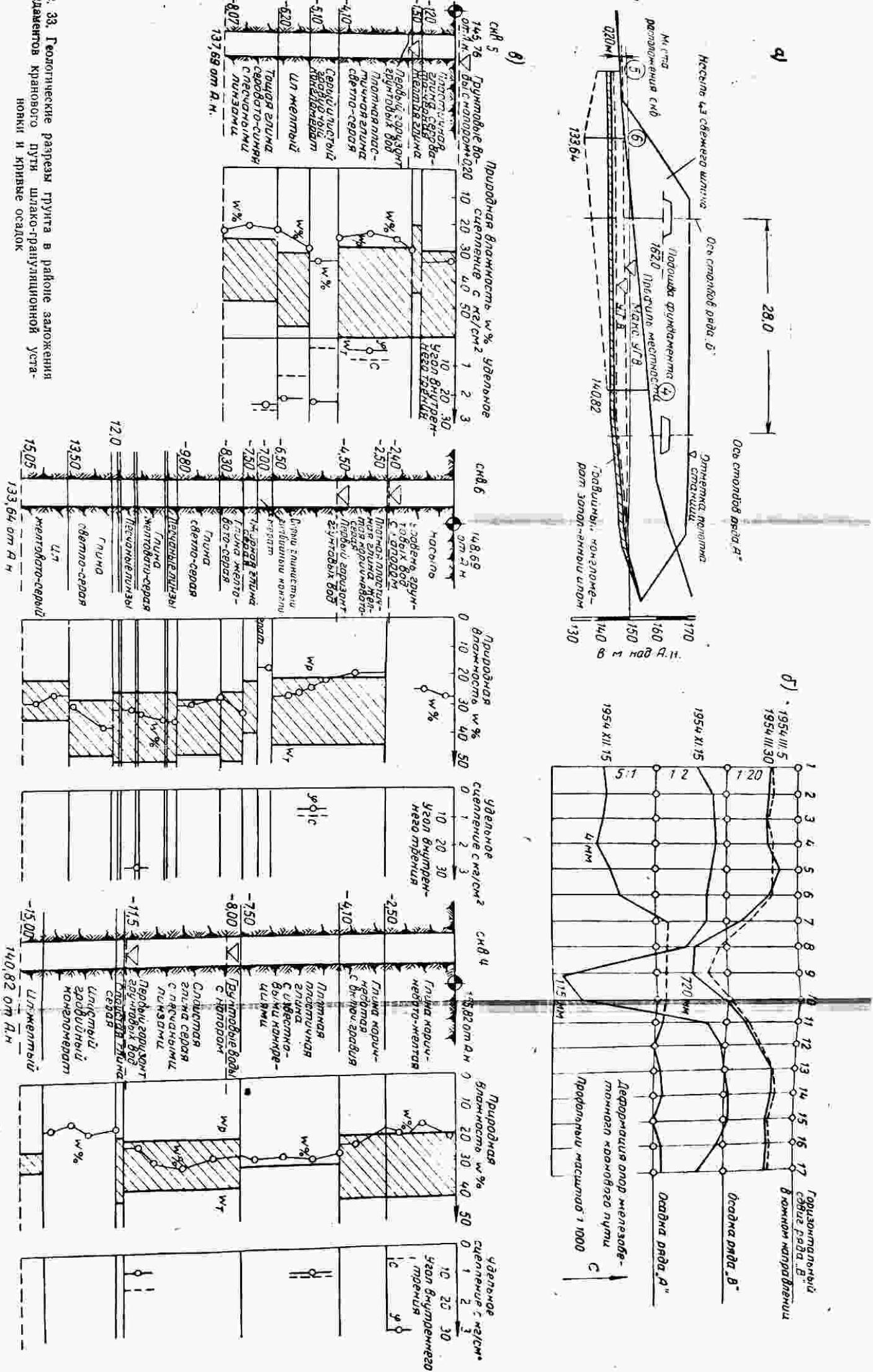
Рис. 32. Вид накренившейся части подкранового пути

Неправильно форсировавшийся график строительства характеризовало то, что работы по отсыпке насыпи были закончены только через 3,5 месяца после технической приемки готового и смонтированного подкранового пути.

После всего этого неудивительно, что по прошествии неполного года были замечены все более и более усилившееся смещение подкранового пути (рис. 32). С особенной силой они себя проявили в столбах ряда *B*, в котором возникла не только вертикальная осадка в несколько дециметров, но и наклон опор (рис. 33). В конце концов, по истечении неполных двух лет опоры, смещение которых приняло угрожающий характер, пришлось разобрать. Величина осадок приведена в графике на рис. 33, б. В то время как осадка опоры 9 в ряде *B* достигла 115 мм, опора 4 в ряде *A* опустилась всего на 4 мм. Наряду с этим горизонтальное смещение верха опоры 9 в ряде *B* составило 720 мм. Максимальная осадка имела место между опорами 7 и 11, т. е. на том участке, на котором засыпка шлака происходила и после ввода кранового пути в эксплуатацию.

Этот случай наглядно иллюстрирует, какое нагромождение технических ошибок может произойти иногда на строительстве в результате форсированного и вынужденного темпа работ, когда общее руководство работами и контроль над ними не обеспечены квалифицированным техническим персоналом.

торца без уплотнения, причем в нее попадали и раскаленные куски шлака, поэтому котлованы приходилось охлаждать поливкой. Когда фундаменты были таким способом устроены, продолжалась отсыпка насыпи до проектной отметки и фундаментные массивы оказались покрытыми этой насыпью на высоту до 8 м (см. рис. 31 и 33). Первоначальный профиль местности и положение насыпи, а также места заложения буровых скважин 4, 5 и 6 указаны на рис. 33. На этом же рисунке приведены геологические разрезы скважин. Фундаменты столбов ряда *B* обоснованы на насыпи высотой 10 м, а ряда *A* — на свежей насыпи, высотой всего от 2 до 3 м. Как уже было ранее указано, отсыпка насыпи продолжалась и после устройства фундаментов и опор подкранового пути.



Ошибки в возведении фундаментов могут быть вызваны не только тем, что не учитываются последствия наложения нескольких сил, но и непринятием во внимание всех факторов в отношении распределения усилий, как это, например, случилось при заложении фундаментов здания одного прокатного цеха. Это здание, пролетом 15,2 м и длиной 340 м, было перекрыто железобетонными арками с металлическими затяжками. Шаг рам составил 9 м. На месте строительства находилась насыпь из шлака высотой от 4 до 8 м, поэтому фундаменты несущих нагрузку рам, на которых покоялись арки, должны были быть заглублены до глинистого грунта. Вначале проектировалось передать нагрузки на грунт через фундаментные железобетонные ящики с пустотными камерами. Допускаемое давление на грунт было принято $3 \text{ кг}/\text{см}^2$. Фундаментные ящики должны были выполняться на месте в открытых котлованах с креплением.

Для рассмотрения вопросов возможной экономии материалов, сокращения срока строительства, а также для проверки казавшейся чрезмерной нагрузки на грунт, была создана комиссия. Она предложила вместо железобетонных пустотных фундаментов применить для передачи давления от стоек на глинистый грунт хорошо уплотненные гравелисто- песчаные подушки. Предполагалось, что в некоторых местах достаточно плотная, но в основном неоднородная и мало надежная насыпь из доменного шлака примет участие в распределении вертикальных напряжений и таким образом на глинистый грунт будет передаваться значительно меньшее удельное давление (рис. 34). Работы были в соответствии с этим заключением начаты, однако уплотнение грунта в подушке выполнялось недостаточно тщательно — грунт насыпал-

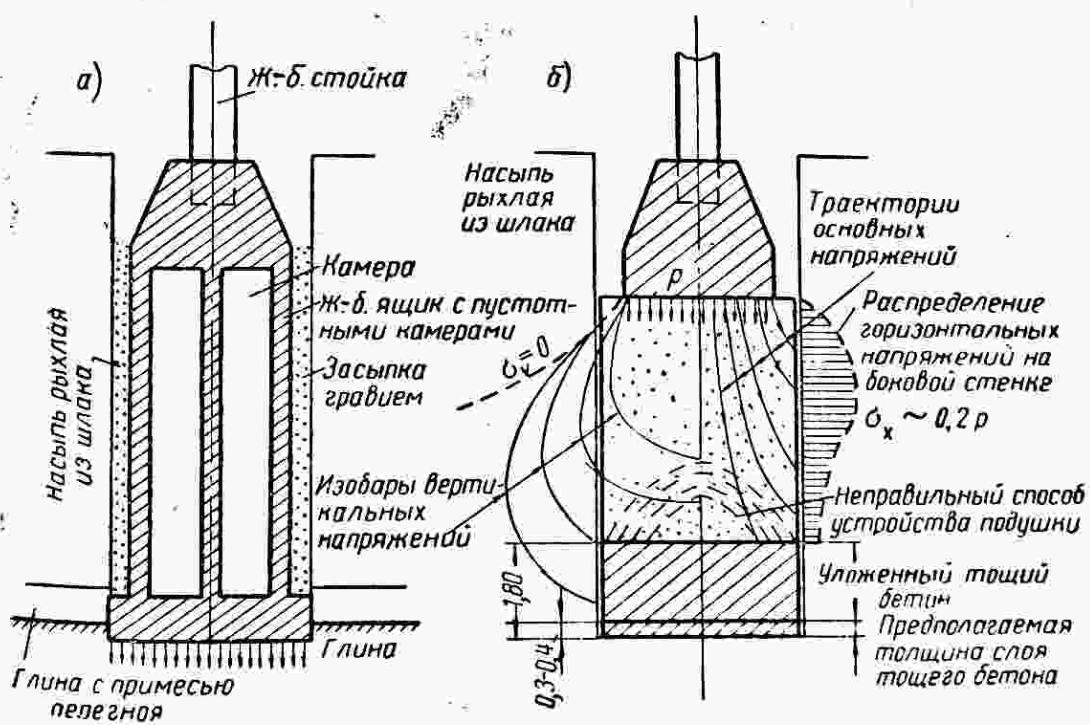


Рис. 34. Варианты фундаментов в здании прокатного цеха

ся кучей в середину котлована. Слой тонкого бетона на дне котлована был уложен не на толщину вынутого разрыхленного слоя глины, как это предусматривалось, а в виде фундаментного массива толщиной 1,8 м.

Когда об этом стало известно, в нескольких котлованах, выполненных описанным способом, были проведены пробные нагрузки. Результаты испытаний показали, что некоторые фундаменты, опирающиеся на подушки, могут дать осадку свыше допускаемого предела. Примененный способ испытаний показал себя, однако, ненадежным так как для некоторых фундаментов были получены благоприятные, и для других неблагоприятные результаты. Поэтому было решено вынуть из большинства котлованов, за исключением имевших небольшую глубину, подушки и вернуться к устройству первоначально предусмотренных пустотных фундаментов, приведенных на рис. 34. Принятию такого решения способствовали также и проведенные наблюдения, показавшие, что в некоторых местах насыпь из шлака обладает весьма большой сжимаемостью в горизонтальном направлении, и в результате вертикальной нагрузки в стенках котлована возникают значительные горизонтальные напряжения. На рис. 34б приведены также вероятные изобары напряжений, из которых видно, что зона распространения напряжений переходит довольно далеко за пределы гравелисто-песчаных подушек, в ненадежную, рыхлую насыпь, имеющую в некоторых местах пустоты. Вследствие этого, под воздействием нагрузки и в результате сжатия шлака, подушки деформировались в боковом направлении, и это могло бы вызвать дальнейшие вертикальные деформации.

Все это показывает, что замена грунта в котловане тщательно уплотненной подушкой была бы в данном случае целесообразной только при наличии такой ширины котлована, при которой зона распространения напряжений не вызывала бы каких-либо значительных горизонтальных или вертикальных напряжений. Качественное уплотнение грунта подушки возможно только в том случае, если котлован кверху расширяется, тогда как при вертикальных стенках требуемое уплотнение грунта выполнить на большой глубине практически невозможно.

С учетом примененных в данном случае различных способов фундирования производились систематически и с большой тщательностью измерения осадки здания. Данные этих измерений приведены на рис. 35. Рис. 35а относится к фундаментам, покоявшимся на подушках мощностью 3 м, в то время как на рис. 35б приведены результаты двухлетних наблюдений максимальной относительной осадки фундаментов, опиравшихся на передающие давление грунту железобетонные ящики (см. рис. 34,а). Больших расхождений в разности осадок при этих двух способах фундирования нет, однако осадка стоек рам, установленных на железобетонные ящики, по своей абсолютной величине была больше. Разность осадок не повлекла за собой каких-либо аварийных состояний в несущей конструкции, так как пролеты между арками

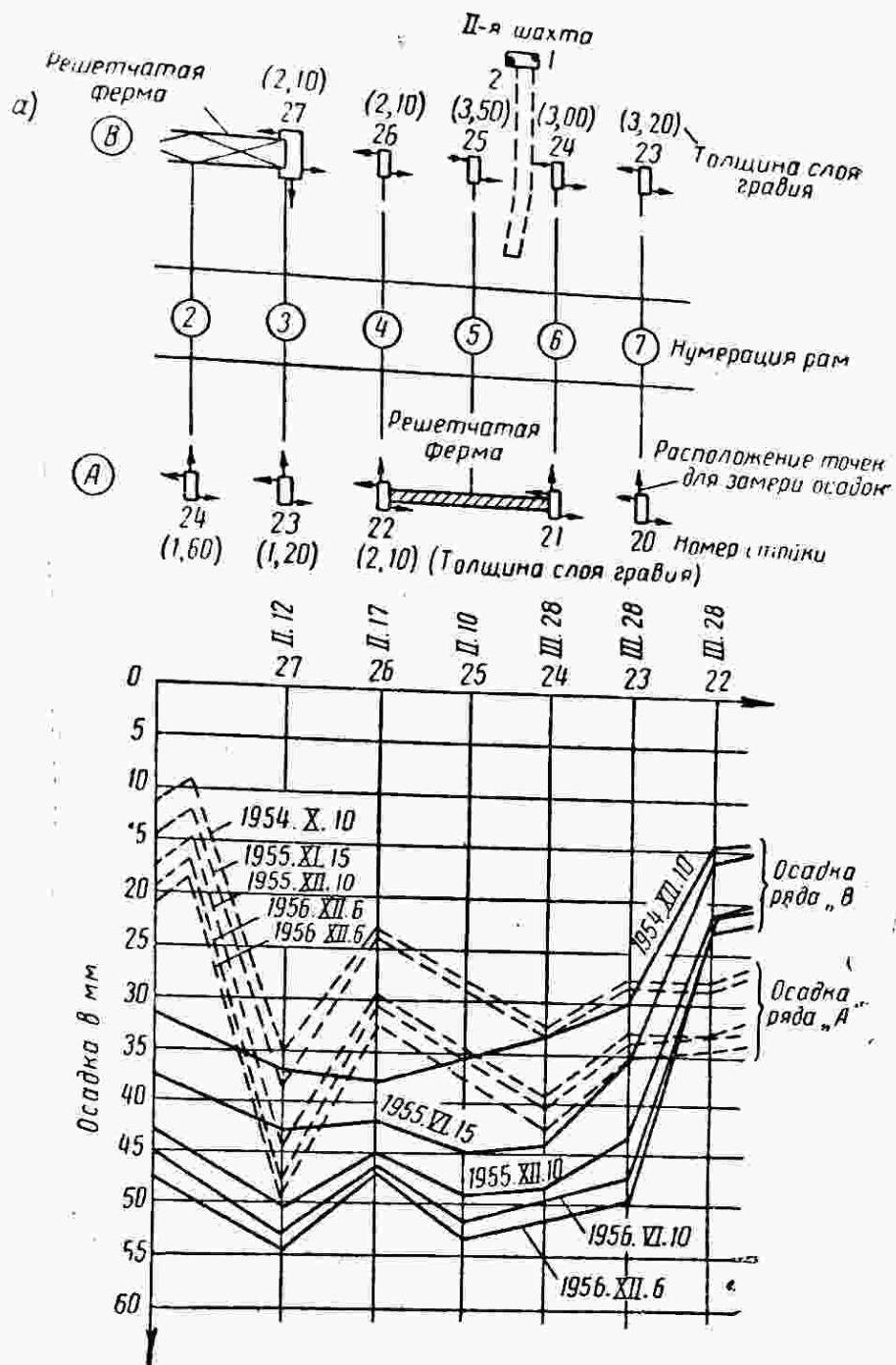


Рис. 35а. Осадка фундаментов стоек здания прокатного цеха и ее протекание во времени

были по оси здания перекрыты опирающимися на концах сборными панелями. Единственное жесткое соединение представляла собой продольная подкрановая балка. Вследствие этого в целом данная конструкция не обладала чувствительностью к разности осадок.

На рис. 35в приведен график осадки стоек с различными способами фундирования: стойка A_{26} на гравийно-песчаной подушке и A_3 — на железобетонном ящике. Характер кривых консолидации у этих двух фундаментов совершенно различен. У стоек, опирающихся на подушку, затухание осадки происходит медленно. Прирост осадки на последнем отрезке времени сделался уже со-

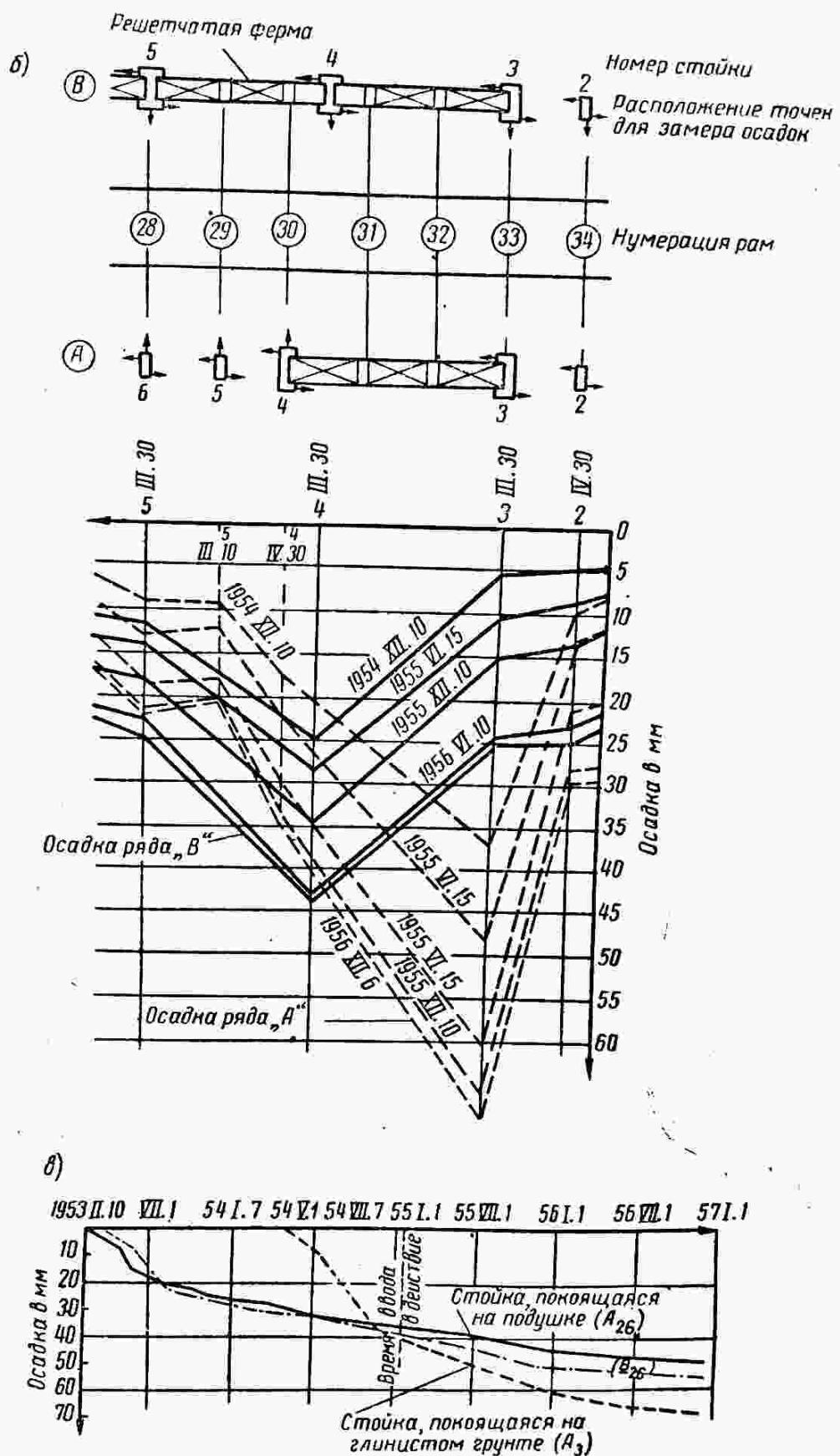


Рис. 35б, в. Осадка фундаментов стоек здания прокатного цеха и ее протекание во времени

всем незначительным. У стоек с фундаментами, заложенными на глинистом грунте, после начального периода с большой осадкой наступил также период стабилизации, но прирост осадки все еще в 2 раза больше, чем у стоек на подушках. Более длительный период стабилизации в данном случае больше отвечает свойствам глинистого грунта.

Из приведенного выше примера можно сделать вывод, что при условии технически правильной и надежной замены грунта в котловане, увеличения площади основания котлована и расширения кверху его поперечного сечения, осадка протекала бы более благоприятно, чем у фундаментов из железобетонныхпустотных ящиков. Напомним, что последние были предложены для ускорения работ и так как предполагалось, что они более надежно передают давление на грунт. Однако для них потребовалось бы прежде всего затратить больше времени как при проектировании, так и при строительстве, а также более основательно и тщательно выполнить предварительную подготовку. Во всяком случае этот пример должен обратить внимание на то, что замена грунта песчаной подушкой допустима лишь для распределения нагрузки, но ни в коем случае не для передачи нагрузки. Поэтому, учитывая распространение и величину горизонтальных напряжений, необходимо в таких случаях применять котлованы с более широким поперечным сечением.

4. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПОД ОДНИМ И ТЕМ ЖЕ СООРУЖЕНИЕМ ОСНОВАНИЯ, ИМЕЮЩЕГО РАЗЛИЧНУЮ СЖИМАЕМОСТЬ

Часто встречающейся ошибкой является наличие под одним и тем же сооружением основания различной сжимаемости. В некоторых, более редко встречающихся случаях такая неодинаковая жесткость применяется при различных способах фундирования. Однако значительно более частой причиной этого случая являются неучтенные при проектировании неодинаковая толщина слоев и наклонное залегание пластов грунтов под фундаментами.

Характерный случай в этом отношении произошел при возведении фундаментов одной водолечебницы в Пештэржебете. Здание имеет в плане форму буквы Т и опирается на ленточные фундаменты, заложенные в основном до глубины промерзания в толще начинающегося от самой поверхности плотного песчаного гравелистого грунта с включением пылеватых частиц. Однако контрольным бурением было установлено, что этот верхний, несущий пласт имеет мощность всего 1,2—1,8 м и подстилается сравнительно тонким, содержащим органику, слоем глины и ила, толщина которого изменяется в резких пределах (от 10 до 90 см). Под этим слоем в свою очередь находится пласт известняка толщиной, по крайней мере, 7 м (рис. 36). Таким образом, пласт известняка, который следует принять за жесткий, залегает от поверхности на различной глубине (у скважин 5 и 6 — 1,5 м, у скважин 1, 2 и 10 — 2,5 м).

Осадка, в основном, зависит от свойств слоя сильно сжимающейся глины серого цвета с органическими примесями, обладающей большой влажностью, приближающейся к пределу текучести, и высоким коэффициентом пористости ($\varepsilon > 1$). Вообще же эта глина обладает небольшой пластичностью $W_n = W_t - W_p = 49\%$ — $28\% = 21\%$; число пластичности колеблется в среднем от 20 до 30. Сравнительно невысокое число пластичности (W_n) объясняется относительно небольшим содержанием органических веществ, — потери при прокаливании составили от 1 до 10%, которые, однако, сильно варъируют. Грунтовые воды находятся неглубоко, вода встречается уже на глубине 1,5 м от поверхности.

Первоначально в проекте правильно предусматривалось заглубление фундаментов до кровли известняка. К сожалению, однажды, с учетом трудностей при водоотливе, а также уступая просьбе строительной организации, проектировщики согласились, на то, чтобы ленточные фундаменты были обоснованы на верхнем слое грунта, обладавшего хорошими свойствами. Допускаемое давление было принято $\sigma_d = 2 \text{ кг}/\text{см}^2$, а глубина заложения определена с учетом глубины промерзания грунта. Результатом этого было то, что уже через два—три года в здании появились все более и более раскрывавшиеся трещины. Они были прежде всего обнаружены на западной и на южной капитальных стенах (в районе скважин 1, 2 и 10) и имели размеры в несколько сантиметров, но затем трещины были обнаружены и на бетонном резервуаре, находившемся в чердачном помещении. Это указывало на возникновение изгибающих напряжений в результате неравномерной осадки. Произошел также разрыв перегородок от капитальных стен, что является последствием возникновения изгиба (усиление среза).

Очевидно, что, в данном случае, достаточная несущая способность верхнего слоя грунта не имела никакого значения, так как при заложении фундамента и без того незначительная мощность этого слоя была сведена всего до нескольких дециметров. При таких условиях способность распределения давления у этого грунта является минимальной и на подстилающий его рыхлый грунт передаются большие напряжения, практически, почти вся нагрузка.

Контрольным расчетом было установлено, что давление на глину, содержащую органику, составляет $1,5 \text{ кг}/\text{см}^2$. Это во много раз превышает ее предельную несущую способность и влечет за собой значительное сжатие этого грунта. Такое давление превышает также и прочность этого грунта на разрушение и поэтому, возможно, происходит выпирание грунта из-под фундамента и вследствие значительного коэффициента пористости ($\varepsilon > 1$) находящиеся по бокам частицы от сжатия легко подвергаются уплотнению.

В конечном счете нагрузку воспринимает жесткий пласт известняка; так как он залегает на различной глубине, то толщина верхних сильно сжимаемых слоев изменяется; вследствие этого

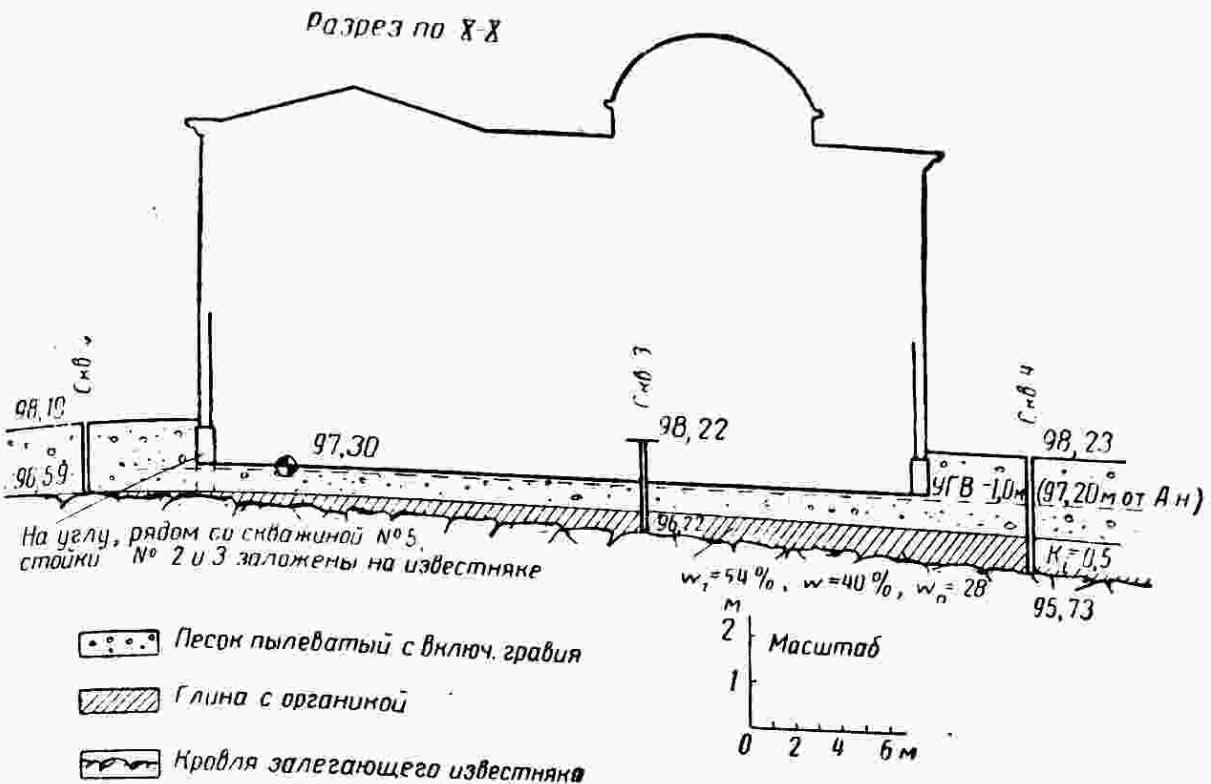
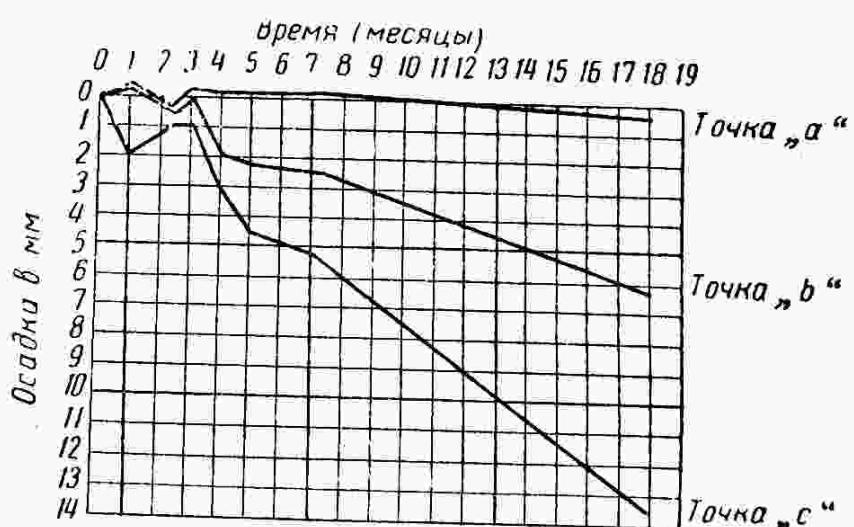
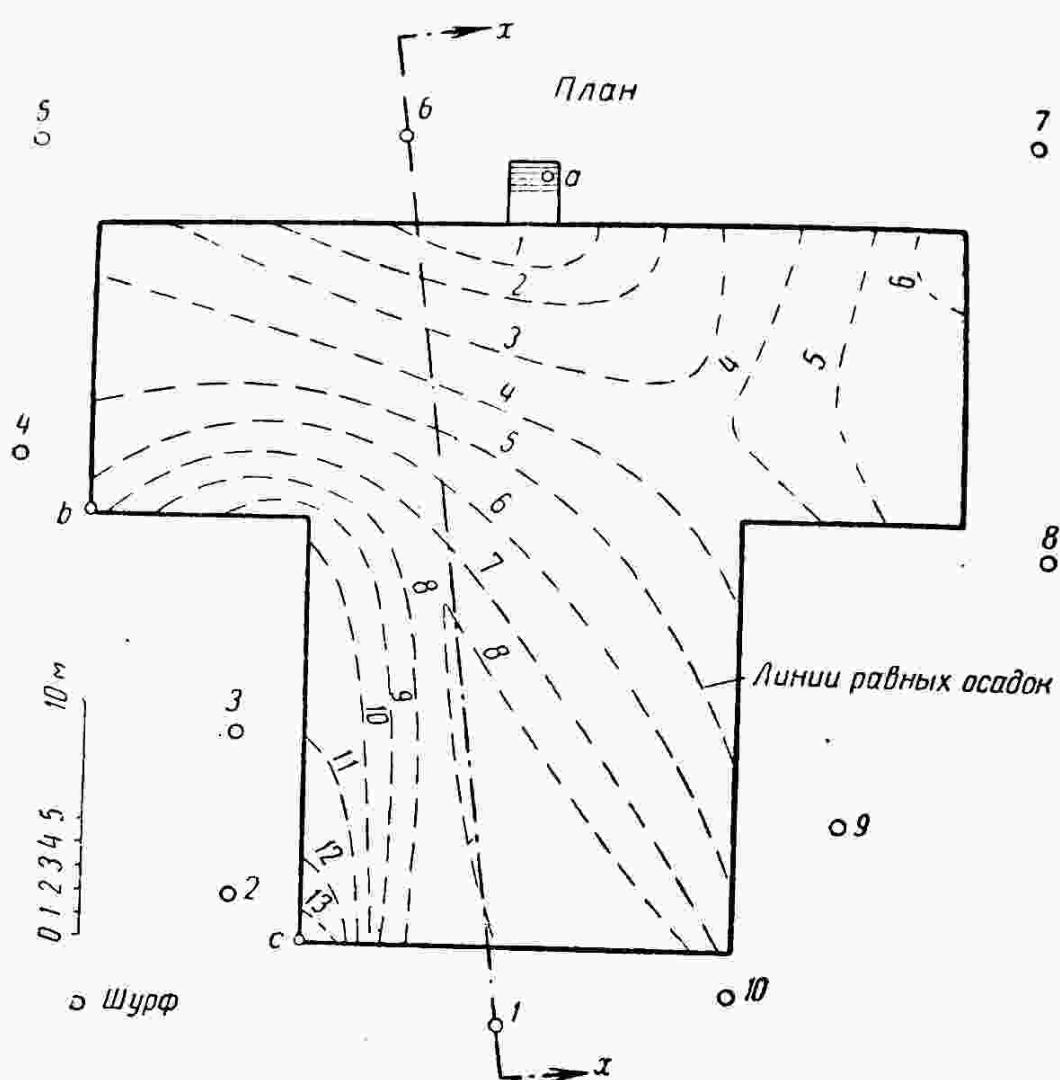


Рис. 36. Напластование грунтов под иодной водолечебницей в Пештэржебете

возникающая осадка будет иметь переменную величину (рис. 36 и 37, разрез по $x-x$). Не подлежит никакому сомнению, что фундаменты всего здания следовало обосновать на пласте известняка, как это, в частности, и было сделано на углу здания вблизи скважин 5 и 6. Причина появления деформаций в виде трещин объясняется именно неоднородностью условий опирания здания. На приведенном выше углу в точке a здание имеет прочное опирание, а в направлении узкого крыла (точка c), где условия иные — происходит неравномерная осадка.

Из приведенного на рис. 37 графика осадки как функции времени видно, что даже и после двух — трех лет эксплуатации здания не наступило стабилизации осадки. Значительная осадка точек b и c , здания, соответственно толщине сжимающегося слоя, происходит с различной скоростью до настоящего времени, а опирающаяся на известняк точка a практически является неподвижной. Деформации, произошедшие в течение 20 месяцев, ясно видны из указанных в Т-образном плане здания линий равных осадок. К сожалению, они не дают полной картины хода осадки здания, так как деформации протекали в основном в течение первых двух лет, когда их измерение еще не производилось. Можно, однако, предположить, что величина осадки в первые годы во много раз превышала теперешнюю, составляющую 1 см в год.

Здание находится в эксплуатации, несмотря на постоянный ремонт стен, подвергающихся деформации.



Примечание. Процесс консолидации начался до замера осадок

Рис. 37. График осадок иодной водолечебницы в Пештэржебете

Если предположить, что вероятная осадка составит:

$$S = \frac{ph_c}{E} = \frac{1.5 \cdot 90}{15} = 9 \text{ см},$$

где S — вероятная осадка в см;

p — нагрузка на грунт в кг/см²;

h_c — толщина слоя грунта в см;

E — модуль деформации в кг/см²,

то очевидно, что до настоящего времени она составила всего лишь $\frac{2}{3}$ конечной величины. Таким образом, можно ожидать, что здание погрузится еще по крайней мере на 3 см и этот процесс займет не менее 4—5 лет.

Осадка, имеющая аварийный характер, и деформации зданий в виде трещин могут быть следствием не только устройства фундаментов различной жесткости или наличия неоднородных по прочности грунтов. Может быть и обратный случай, при котором на фундаментных массивах одинаковой жесткости возводится сооружение с неодинаковой нагрузкой.

Так, например, на одном металлургическом заводе были построены на общем фундаменте высокая дымовая труба и воздухоподогреватели дутья (кауперы). Вследствие того, что сторона, на которой находилась труба, была в сильной степени перегружена, в фундаментном массиве возник перекос. Его образованию способствовало еще и то, что воду для охлаждения машинного оборудования отводили в вырытый в лёссе и находившийся на расстоянии 5 м от грани фундамента водопоглощающий колодец. Через два месяца после этого дымовая труба накренилась, а в горизонтальном направлении ее смещение составило 42 см. Перекос удалось ликвидировать с помощью противовеса — противоположную сторону фундамента загрузили железными болванками, вес которых составил 60% веса сооружения.

5. ЧРЕЗМЕРНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ ПРОЕКТИРОВЩИКА К ФУНДАМЕНТАМ

Сравнительно редко, но все же случается, что конструкторы предъявляют слишком большие требования к фундаментам в отношении их неподвижности, вызывая этим дополнительные расходы и потерю времени при строительстве. При этом они забывают, что правильным подбором статической схемы (введением строительных шарниров, швов) или же учетом при расчете конструкции возможной осадки опорных точек можно решить вопрос устройства фундаментов в более короткие сроки и более экономично. Предположение об отсутствии осадки фундамента, заложенного на сжимаемом грунте, необосновано.

Для периферийной автобазы было запроектировано здание ремонтной мастерской с железобетонной монолитной конструкцией с металлическими затяжками и укладкой сверху сборных балок перекрытия. Расстояние между опорами рам равнялось 16 м, вы-

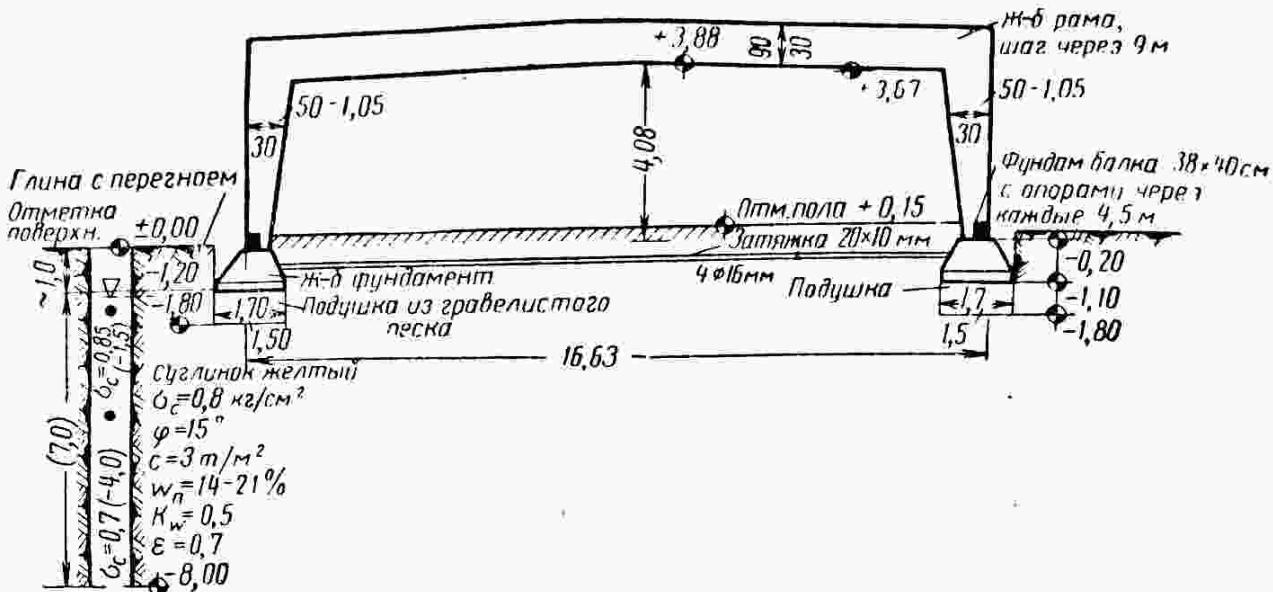


Рис. 38. Геологический разрез площадки строительства ремонтной мастерской в Шалготарьине

сота в свету — 4,08 м. Стержни затяжек закладывались в каналы ниже уровня пола (рис. 38). При передаче проектных данных геологам было указано, что конструкция является в высшей степени чувствительной к осадке. Пробными скважинами и лабораторными исследованиями было установлено, что слой коричневого илистого перегноя толщиной от 1 до 2 м подстилается на глубину до 8 м слоем суглинка желтого цвета, обладающего одноосным сопротивлением давлению $\sigma_c = 0,8 \text{ кг}/\text{см}^2$, углом внутреннего трения $\varphi = 15^\circ$, удельным сцеплением $c = 3 \text{ т}/\text{м}^2$. В грунте на средней глубине проектного заложения подошвы фундамента, равной 1,8 м, могут быть приняты: показатель относительной консистенции $k_r = 0,5$ и средний коэффициент пористости $\epsilon = 0,7$.

Геологи считали, что для грунта под фундаментами площадью основания $1,5 \times 1,5 \text{ м}$ напряжение, равное $2 \text{ кг}/\text{см}^2$, недопустимо, так как согласно расчетным данным вероятная осадка достигла бы в этом случае величины 6 см. Для конструкции чувствительной к осадкам это было бы весьма нежелательно. Однако на принятие окончательного решения повлиял геологический характер дна долины и установленная на других объектах этого района степень сжимаемости современных отложений, из которых состоят грунты долины.

В конечном результате было дано указание заменить существующий грунт под фундаментами на глубину 1,8 м песчано-гравелистыми подушками. Замена грунта сильно затянулась и продолжалась несколько месяцев. В течение этого времени произошло замачивание грунтов в открытых котлованах и находящихся в них гравелистых подушках, а в некоторых местах частично подготовленные подушки оказались на 40 см ниже уровня грунтовых вод. Вследствие произведенного некачественно уплотнения и неоднородной плотности грунта в подушках, что было установ-

лено контрольным зондированием, строительство фундаментов из предосторожности было приостановлено. После повторных совещаний и обследований было разрешено закончить возведение фундаментов на подготовленных в конце концов подушках.

Только после всего этого выяснилось, что при расчете этой «чувствительной к осадкам» конструкции возможность смещения опорных точек вообще не была принята во внимание и подбор сечений элементов произведен без учета перемещений. Это, собственно говоря, не должно было повлечь за собой отрицательных явлений, так как сравнительно высокая рамная конструкция с затяжкой совершенно нечувствительна к вертикальной разности осадок. Однако это действительно лишь при условии, если будет заранее исключена возможность подпирания находящейся под поверхностью пола затяжки в случае возникновения просадок. Воздействие же горизонтальных смещений может быть без особых затруднений предупреждено дополнительным натяжением или бетонированием затяжки.

Таким образом, непродуманно сделанное авторами конструкции предположение о недопустимости никаких осадок и принятый в связи с этим чрезмерный коэффициент запаса, — который, к слову сказать, они сами не считали безусловно необходимым, — послужили причиной дополнительных работ и задержки в строительстве.

Конструкторы не должны в таких случаях забывать, что напряжения в конструкции обычно вызываются разностью осадок опорных точек, составляющей, согласно наблюдениям Скемптона, не более 50% максимальной осадки. Кроме того, для появления полной осадки требуется известное время. При этом большая часть осадки протекает в строительное время до окончательного жесткого соединения конструкции, а разность осадки, действительно вызывающая напряжения в конструкциях, составляет всего незначительную часть максимальной осадки, обычно принимаемой в расчетах.

Случай осадки одной доменной печи показывает, насколько неправильно и неэкономично лимитировать равномерную осадку на минимальную величину в несколько сантиметров. С точки зрения технологии производства, допускаемая осадка в этом случае ограничивалась всего несколькими сантиметрами. В то же время, из условия залегания хороших грунтов, фундаменты были заложены на глубине достигавшей всего 2 м, вместо обычной глубины заложения от 6 до 7 м.

После окончания строительства вокруг фундаментов началась откопка траншей для укладки водопроводов и других подземных коммуникаций, причем дно этих траншей находилось на 4 м ниже подошвы фундамента печи. Вследствие этого произошло вполне естественное боковое смещение находившегося под давлением грунта в направлении траншей. Это перемещение грунта в боковом направлении продолжилось также и после заполнения траншей вследствие рыхлой структуры грунта обратной засыпки.

Боковое смещение и вызванная им вертикальная осадка продолжалась в течение нескольких лет и достигла 73 см. Однако вследствие ее равномерности, несмотря даже на серьезность допущенных ошибок, никакой аварии не произошло. Необходимо отметить, что заложение подземных коммуникаций глубже подошвы фундамента, а также принятый на этом строительстве неправильный порядок выполнения земляных работ (к сожалению, эта ошибка систематически повторяется!) были совершенно недопустимы.

ГЛАВА III

ОШИБКИ В РЕЗУЛЬТАТЕ НЕПРАВИЛЬНОГО ПРОИЗВОДСТВА СТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ

Хорошо выполненный проект, имеющиеся материалы требуемой прочности и указания о способе производства работ еще недостаточны для получения технически высококачественной конструкции фундаментов. Решающее значение имеет в данном случае само выполнение строительных работ, причем оно оказывает влияние не только на прочность фундамента, но и на возможность его устройства. Большинство ошибок в этом случае является последствием несерьезности, недобросовестности или неточности строительных работ. Обычно такие ошибки к тому же связаны или с неправильностями в проекте, или же с ошибками, допущенными при предварительных геологических изысканиях. Все эти ошибки, из которых некоторые в действительности произошли, а некоторые могли произойти, имеют настолько индивидуальный характер, что их трудно объединить по каким-либо определенным группам. Во всяком случае они будут в дальнейшем рассматриваться в следующей основной группировке:

- 1) ошибки в результате применения водоотлива без учета местных условий;
- 2) устройство ограждений котлованов без учета технических требований;
- 3) ошибки, произшедшие вследствие неправильного осуществления принятого способа фундирования или самовольного отступления от проекта;
- 4) недостатки, являющиеся результатом некачественного выполнения строительных работ.

1. ОШИБКИ В РЕЗУЛЬТАТЕ ПРИМЕНЕНИЯ ВОДООТЛИВА БЕЗ УЧЕТА МЕСТНЫХ УСЛОВИЙ

Одной из наиболее часто допускаемых ошибок, особенно у нас, в Венгрии, является применение неправильного способа водопонижения в песках со свойствами плытунов. Происходят эти ошибки весьма часто не только при заложении обычных фундаментов на естественном основании, но и при применении опускных колодцев или бездонных ящиков.

Многие из этих ошибок имели место при строительстве существующих насосных станций на поймах рек и в примыкающих

к ним водозаборных трубопроводов. Грунтовые воды в поймах стводятся самотеком по отводящим каналам до самого низкого места защищаемой территории, обычно имеющей болотистый характер и сложенный из современных отложений. Здесь обычно имеет место сбор грунтовых вод, стекающих из близлежащей местности по направлению к водному резервуару. Таким образом, в отношении грунта и водоотлива строительство станций приходится, как правило, производить в весьма неблагоприятных условиях.

По технологическому назначению станций непосредственно вблизи их мощного тяжелого машинного здания должен быть построен глубокий водоприемный колодец. В зависимости от назначения фундаменты закладываются на различных горизонтах и несут неодинаковую нагрузку. Поэтому при устройстве таких фундаментов встречаются немалые трудности, для преодоления которых требуется большое искусство. Помимо этого, в период эксплуатации сооружения постоянно подвергаются динамическому воздействию (вибрации), в особенности фундаменты водоприемного колодца, лежащие на большой глубине. Вследствие значительного колебания уровня в водохранилище, между уровнями воды в отводящем канале и забираемой воды в источнике существует постоянная разность горизонтов, которая особенно увеличивается в период паводка. Таким образом, в обычно водопроницаемом грунте постоянно происходит с большой скоростью и в значительном количестве фильтрация воды. При этом направление потока не имеет постоянного характера, так как в межень оно идет от водоприемника к водохранилищу, а в период паводка наоборот — от водохранилища к водоприемнику.

В Альфельде¹ почти повсеместно шлюзы для отводящих вод и насосные станции построены на мелководнистом пылевато-песчаном грунте. Возникающие скорости потока в большинстве случаев настолько велики, что уносят за собой наиболее мелкие частицы и создают под насосными станциями и водоотводящими трубопроводами серьезные подмыты.

Из приведенного выше видно, что строительство водонасосных станций на поймах происходит в таких условиях, которые уже с самого начала делают в высшей степени затруднительным обеспечение устойчивости сооружения. Положение ухудшается еще и тем, что заложение фундаментов насосных станций, построенных в конце прошлого столетия, обычно выполнялось одним из принятых в то время способов — работы велись с открытым водоотливом в котловане, имеющем, в лучшем случае, деревянную шпунтовую стенку. Открытый водоотлив применялся также в котлованах с обычным креплением и в котлованах с наклонными стенками без крепления.

Основательно будет предположение, что в рыхлом грунте в текучем состоянии из-за малого коэффициента фильтрации при

¹ Большая Венгерская низменность. (Прим. перев.).

открытом водопонижении обычно происходит явление супфозии, т. е. вынос мелких частиц грунтов потоком воды. На такой разбетон из романцемента или закладывались кирпичные фундаменты. Вследствие этого не приходится удивляться, что в водоприемниках и водоспусках, обладающих обычно небольшой прочностью, против всех правил, жестко соединявшихся с конструкцией машинных зданий, в результате разности осадок происходят деформации в виде трещин.

В 1920—1930 гг. пришлось восстанавливать целый ряд водонасыщенных станций на Дунае и Тиссе и устранять обнаруженные подмы в основном с помощью инъектирования цементного раствора. В связи с упомянутой выше неправильной организацией водоотлива из котлованов можно привести следующий характерный случай.

Находящаяся на Мохачском острове карапанчайская насосная станция была построена в 1904 г. одновременно со строительством водоотливной сети на пойме. Непосредственно к продольной стене машинного здания примыкает водоприемный колодец, а у его верхнего угла находится открытый отводящий канал трапециoidalного сечения (рис. 39). Машинное здание покоятся на бетонной фундаментной плите толщиной 60 см, на которую установлены также и фундаменты оборудования (двигатели внутреннего сгорания и центробежные насосы). Пол машинного здания расположен на 1,1 м ниже уровня воды в отводящем канале и между ним и фундаментной плитой находится насыпной грунт высотой 1,7 м. Водоприемник представляет собой бетонный бассейн шириной 7 м и длиной 11 м, дно которого и боковая стенка жестко соединены с бетонной стеной машинного здания. Дно водоприемного колодца расположен ниже фундаментной плиты здания. В период строительства исследований грунта не производилось, а так как в верхнем слое ила котлованы для фундаментной плиты и водоприемника удалось вырыть без водоотлива, то шпунтовое ограждение вообще не забивалось.

Первой ошибкой в планировке сооружения явилось неправильное размещение канала для сброса воды. Разность между отметкой воды с внешней стороны (+85 м от А. н.) и средней отметкой воды в водоприемнике (+82,7 от А. н.) составила между двумя внешними стенами машинного здания 2,3 м и под действием этого градиента стала возможной фильтрация воды. Просачиваясь через боковые кирпичные стены машинного здания, вода вскоре появилась внутри здания. С внешней стороны кирпичной стены в целях устранения фильтрации была забита неглубокая шпунтоваая стенка, которая, однако, не улучшила положения и не прекратила фильтрации, а даже, наоборот, способствовала выпрямлению пути просочившейся через грунт воды и облегчила ей возможность проникнуть под фундаментную плиту.

В 1925—1927 гг. общество, которому принадлежала станция, расширило сеть водозаборных каналов и вследствие этого отмет-

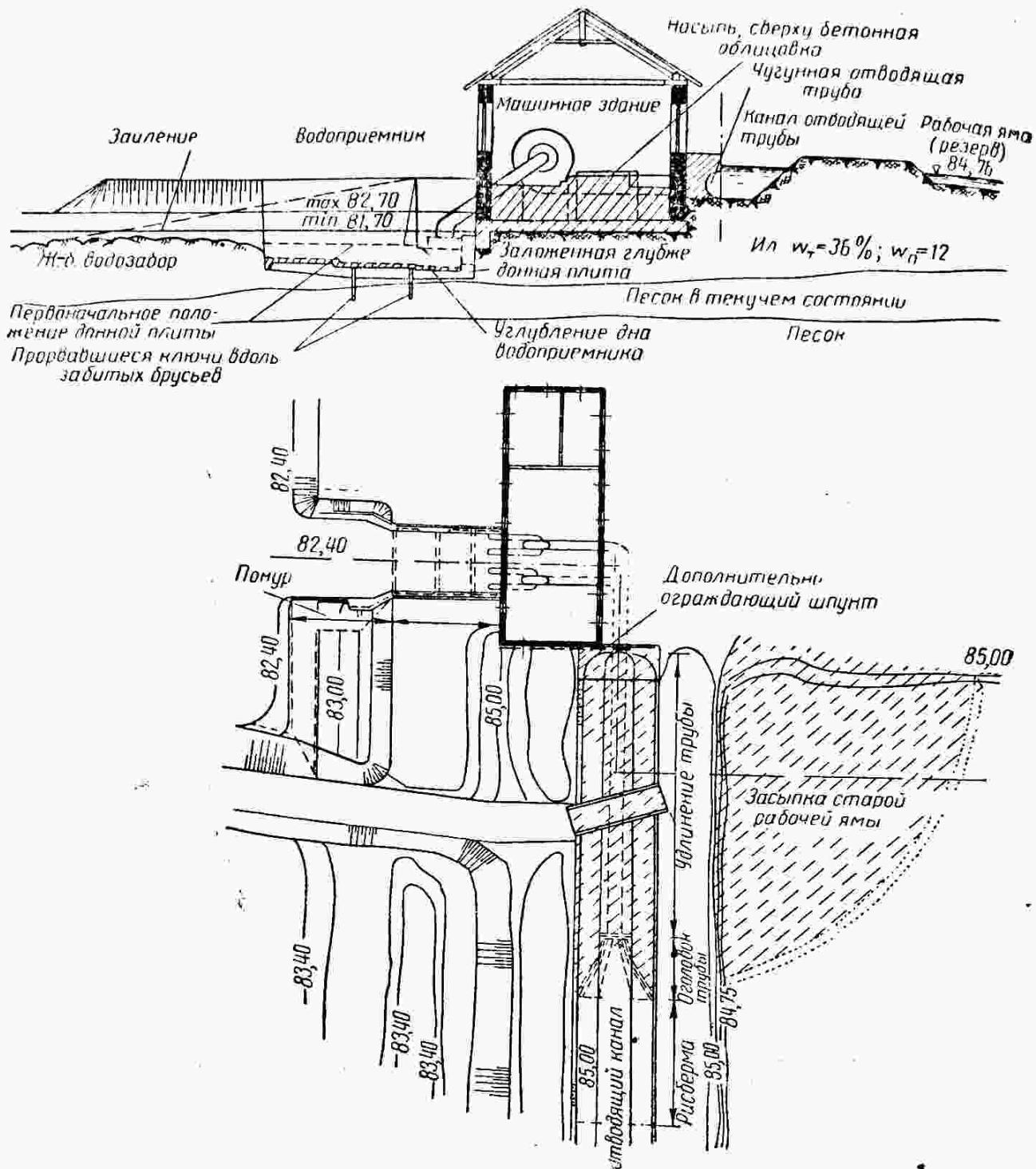


Рис. 39. Общий вид и схема перестройки қарапанчайской насосной станции в Шалготарьяне

ку воды в водоприемнике перед насосной станцией потребовалось снизить с 82,7 до горизонта 82,2; это в свою очередь повлекло за собой необходимость углубить дно водоприемника и снизить всасывающие трубы. Для этого потребовалось построить новый водоприемник площадью основания 7×11 м с почти вертикальными стенками, лежащий глубже старого на 84 см. В результате углубления подошва донной плиты оказалась совсем близко от нижней поверхности илистого водонепроницаемого слоя и приблизилась к

находившемуся под давлением песчаному пылеватому грунту, который обладал большой текучестью и высокой влажностью.

После разборки старого дна колодца во время работ был по небрежности пробит крепежными брусьями небольшой, задерживавший воду, слой ила, после чего на поверхность прорвались ключи с разжиженным песком. Тем временем, в результате неудачно выбранного для строительства сезона (февраль), поднявшиеся грунтовые воды залили весь водоприемник. Их пришлось выкачивать из незаконченного строительством котлована без крепления стен. После спада грунтовых вод боковые стенки водоприемника на многих местах сползли и на его дне снова появились ключи. Сползание стенок удалось задержать шпунтовым ограждением, но ликвидировать ключи при постоянно производившемся открытом водоотливе не представлялось возможным. Вследствие этого новая бетонная фундаментная плита была уложена на разрыхленном водонасыщенном основании.

Проведенным через 3 года тщательным обследованием было установлено, что дно нового водоприемника находится в совершенно неудовлетворительном состоянии. На $\frac{2}{3}$ его поверхности вместо бетона был обнаружен рассыпающийся конгломерат, состоявший в верхней части почти из чистого песка, а снизу — из осевшего вниз гравия; цемент же был вымыт из бетона водой. Во многих местах, вдоль оставленных в основании стоек крепления, а также на поверхности площадью 4—6 м², из залегавшего ниже слоя, прорывался с ключами плавун. На примыкавшей к машинному зданию боковой стенке также были найдены угрожающие трещины, заполненные тем же синевато-серым плавуном.

Ключи на дне колодца были соединены дренажными каналами глубиной от 10 до 15 см и дренажная сеть в двух местах перехвачена трубами, по которым пробивавшаяся и собранная вода, насыщенная илом, отводилась из фундаментной плиты. Вслед за этим сильно пористая донная плита была покрыта сплошной железобетонной плитой толщиной 18 см, после затвердения которой металлические дренажные трубы были закрыты и их концы забетонированы. Боковые стенки водоприемника были усилены с помощью железобетонной ребристой конструкции и, кроме того, по поверхности дна и боковых стен был уложен слой водонепроницаемой торкретной штукатурки. Новый водоприемник был совершенно отделен от фундаментной плиты и боковых стен машинного здания. После всего этого образовавшиеся в результате подмыва под плитами машинного здания и водоприемника пустоты, которые по данным обследования имели значительные размеры, были заполнены путем инъектирования цементного раствора. Короткий сбросовый канал, не имевший облицовки, также был перестроен. Ранее уложенные на месте открытого канала чугунные трубы длиной 30 м были удлинены вдвое и уложены на бетонный фундамент шириной 180 см, с выпускным железобетонным головным блоком длиной 8 м; затем отводящий канал трапециoidal-

ного профиля был полностью на длину рисбермы облицован бетоном.

Среди описанных выше работ с точки зрения возведений фундаментов основными ошибками являлись, во-первых, неправильно организованный водоотлив в котловане водоприемника и, во-вторых, отсутствие осадочных швов между фундаментами машинного здания и водоприемного колодца. Наряду с остальными неблагоприятными условиями водного режима, они привели к частичному разрушению сооружения. Необходимо отметить, что после спада необычно высоких паводков 1955 и 1956 гг. насосная станция подверглась контрольному обследованию. Было установлено, что произведенные за 30 лет до того ремонтные работы и инъектирование цементного раствора в грунт были выполнены правильно и качественно, и только под машинным зданием оказалось необходимым произвести в минимальных размерах дополнительное инъектирование цементного раствора.

У небольших мостов очень часто встречаются недоброкачественно заложенные фундаменты в результате неправильно организованного водоотлива. В прежние времена в Венгрии для котлованов береговых устоев и быков обычно применялось деревянное шпунтовое ограждение с непосредственным открытым водоотливом. В Венгерской низменности Альфельд на глубине, на которой приходится закладывать фундаменты с целью обеспечения их устойчивости, залегают слои пылеватых песков со свойствами плывинов и вследствие этого открытый водоотлив очень часто приводит к авариям. Грунты приведенной выше структуры обычно таят в себе большие опасности. Эффективный (действующий) диаметр их частиц $d_{\text{эф}}$ колеблется обычно в пределах $0,1 \text{ мм} > d_{\text{эф}} > 0,005 \text{ мм}$ и опасность тем больше, чем значительнее разность высот между установившимся уровнем грунтовых вод и основанием котлована и чем дольше продолжается водоотлив. Значение этого напора и необходимость принятия вовремя соответствующих мер показывают следующие два примера.

Фундаменты береговых устоев одного из мостов на р. Капош, площадью подошвы $3 \times 7 \text{ м}$, были заложены на однородном большом слое песка со свойствами плывины. При этом стенки котлована были укреплены деревянным шпунтом, забитым на глубину 6 м. Брусья верхнего и нижнего венцов крепления были установлены при открытом водоотливе до глубины 3 м. Но так как в результате дальнейшего увеличения напора скорость потока грунтовых вод возрастала в угрожающей мере, работу следовало бы закончить с помощью землечерпания и подводного бетонирования. Однако торопившийся и не имевший необходимого оборудования производитель работ продолжил работы испытанным до того способом (открытым водоотливом) для того, чтобы произвести выемку оставшегося в количестве $60-70 \text{ м}^3$ грунта насухо. Как только таким способом прошли на глубину 1 м, под давлением песка со свойствами плывины нижняя часть шпунтовой стенки (рис. 40) начала перемещаться во внутрь и в резуль-

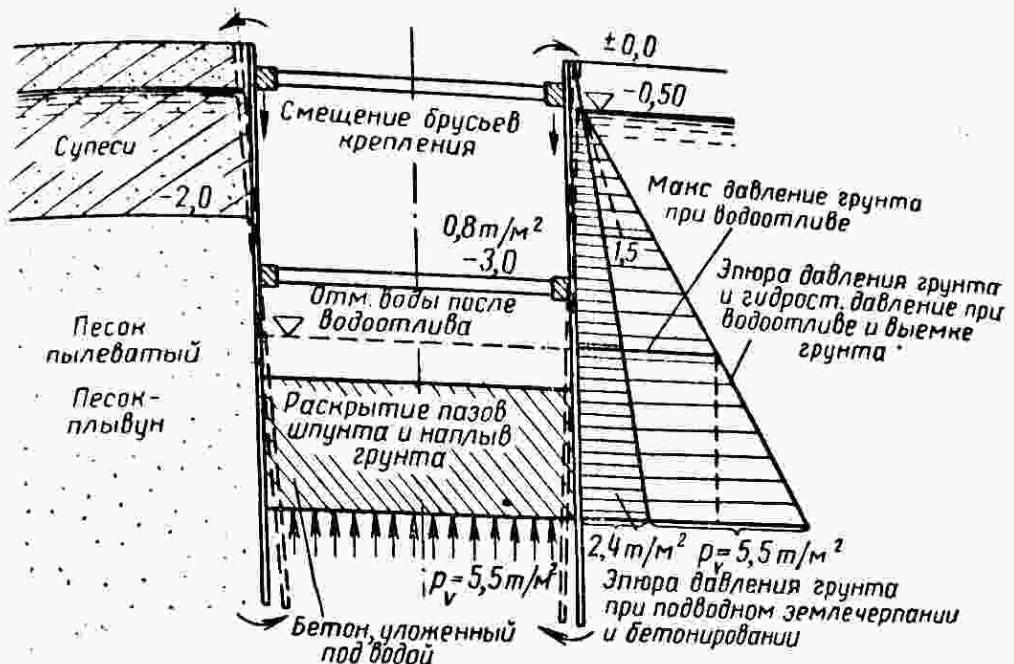


Рис. 40. Фундамент берегового устоя моста на р. Капош

тате перекоса шпунтина произошло ослабление верхних венцов, соскользнувших со своих мест. Через раскравшиеся между перекосившимися шпунтинами швы начались увеличивающиеся потоки разжиженного грунта.

В какой степени возросло давление, действовавшее извне на шпунт и вызвавшее его смещение в результате откачки воды, наглядно показывает приведенная на рис. 40 с правой стороны эпюра распределения этого давления.

Аварийное состояние было вовремя замечено, водоотлив был прекращен, вода затопила котлован; таким образом удалось сохранить котлован от обрушения. После укладки бетона под воду в днище возможно было приступить и к бетонированию самого фундаментного массива.

Значительно более тяжелыми последствиями сопровождалось строительство берегового устоя одного зарубежного железнодорожного моста пролетом 20 м (рис. 41). Котлован размерами в основании 15×8 м и глубиной 5 м был так же, как и в первом случае, огражден деревянными шпунтовыми стенками и выемку грунта также предполагалось произвести при открытом водоотливе. Работы однако продвигались с большим трудом. Попытки укрепить пазы между шпунтинаами и задержать смещение ограждения усиленным креплением во время выемки грунта, с целью ликидировать наплыв песчано-пылеватого грунта, оставались безуспешными. С ростом гидростатического давления происходило разжижение грунта в нижней части, окружающей грунт все в большей мере заплывал снизу в котлован. На поверхности и вдоль шпунта произошла просадка грунта и верхние брусья венца соскользнули со своих мест вниз. Гидростатическое давление жидкой массы, имевшей большой удельный вес, вдавило нижнюю часть шпунтового ограждения в котлован. Этому способствова-

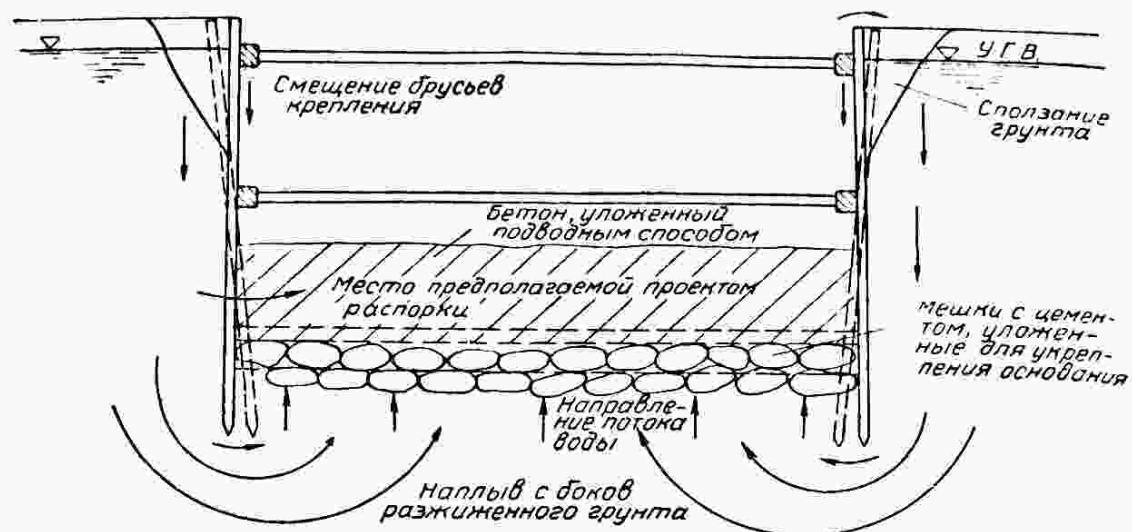


Рис. 41. Устройство фундамента моста на оросительном канале в Египте

Горизонтальной стрелкой показано место наплыва грунта через пазы шпунта

ло еще и то, что вследствие просадки грунта на поверхности верхняя часть шпунта оказалась оголенной и так как она лишилась опоры, то ничто не препятствовало ее опрокидыванию. Грунты на дне котлована превратились в жидкую массу и поэтому принятый способ заложения фундамента на проектную глубину оказался непригодным.

Наконец было принято решение уложить на дне котлована для закрепления жидкой массы грунта в основании большое количество цемента, которое позволило прекратить дальнейшее перемещение низа шпунта внутрь. После этого на дне под водой был уложен слой бетона и на нем возведены устои более легкие, чем это было первоначально запроектировано. Предусмотренная проектом железобетонная конструкция пролетного строения была заменена металлической, чтобы не иметь больших осадок за счет уменьшения первоначально принятого расчетного давления на грунт в 2 раза.

Ошибки в результате неправильной организации водоотлива встречаются не только при устройстве фундаментов на естественном основании в котлованах с шпунтовым ограждением или с наклонными стенками без крепления, но и при фундировании способом опускных колодцев круглого или прямоугольного сечения.

На рис. 42 приведен разрез отстойного колодца для сточных вод (септика) одного жилого поселка. Требовалось опустить железобетонный двухсекционный колодец размерами в основании $10,9 \times 5,7$ м на глубину 10 м от поверхности земли, из которой 7,7 м ниже уровня грунтовых вод. Сто лет тому назад на этом месте было болото с зарослями камыша, засыпанное при регулировании р. Кэрэш. Вследствие этого верхние слои грунта имеют значительные органические примеси. Грунтовые воды в самых верхних слоях, находящихся непосредственно под поверхностью, являются местными, а в нижних залегенных песчаных слоях

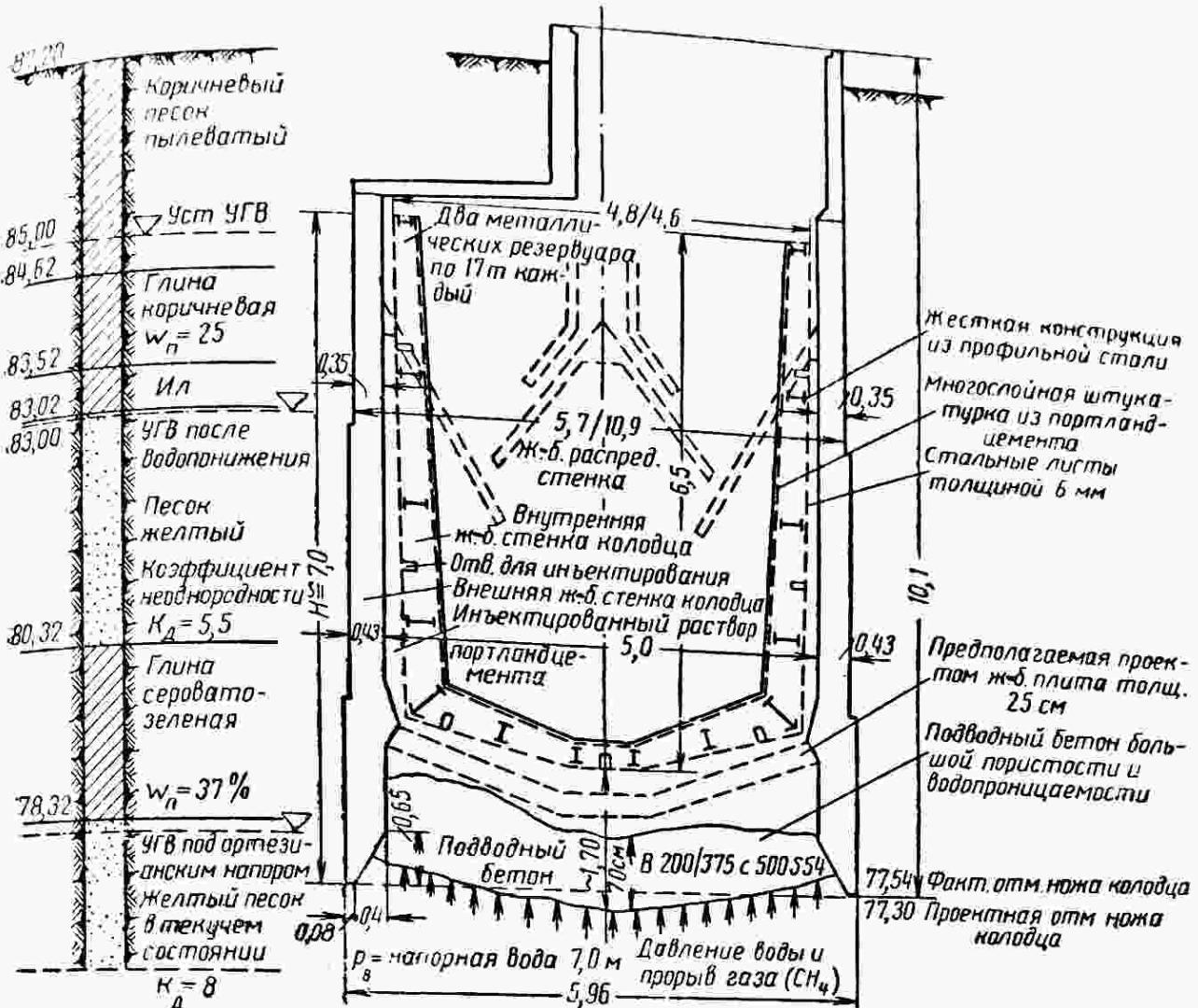


Рис. 42. Устройство отстойника сточных вод

(в песках со свойствами плывинов) они имеют характер артезианских вод. Опускание железобетонного ящика, имевшего уступчатые наружные стенки, производилось с помощью шламового насоса, т. е. гидромеханическим путем. Внутренний уровень воды поддерживался выше уровня внешних грунтовых вод, однако после того, как нож колодца пробил нижний слой глины зелено-вато-серого цвета, подстилающий его песок со свойствами плывину под действием артезианского напора прорвался в колодец. Дальнейшее опускание гидромеханическим способом не представлялось возможным и было решено закончить его с открытым водоотливом. Однако большой приток воды и наплыв песка повлекли за собой значительное увеличение конусообразной просадки грунта около колодца, создавшего угрозу обрушения находившимся на расстоянии 20 м жилым домам. Было испробовано двухъярусное вакуумное водопонижение эжектором, но и эта попытка закончилась неудачно, так как было установлено, что в пробивающейся артезианской воде, в результате органических примесей, содержится большое количество газов (CH_4 65—70%, CO_2 3—5%, CO 2,5—3,5% и других газов от 21,5 до 29,5%), которые препятствуют созданию вакуума.

После этого была применена нагрузка колодца балластом и в результате всех принятых мер нож колодца удалось приблизить на расстояние 25 см к проектной глубине заложения. Было решено дальнейшее опускание прекратить и подводной укладкой бетона закрыть дно колодца. К сожалению, при наличии водяного столба высотой 7,5 м, была предусмотрена укладка под водой бетона на толщину всего 70 см. Несмотря на то, что бетонирование производилось одновременно с помощью двух вертикальных воронок, прорывавшиеся под большим давлением газы сделали пористым и без того недостаточно прочный бетон. Попытка забетонировать железобетонную плиту днища с помощью открытого водоотлива также потерпела неудачу. Поэтому для окончания земляных работ оказалось целесообразным применение кессонирования, т. е. устройства герметического перекрытия для удаления воды сжатым воздухом. Отсутствие необходимого для этой цели оборудования заставило отказаться и от этого решения. В результате в камеры колодца пришлось опустить металлические закрытые резервуары («стаканы») из железных листов, усиленных металлическими ребрами, и затем зазоры между стальными листами и железобетонными стенками колодца заполнить путем инъектирования цементного раствора. Для предотвращения взвешивающего действия воды металлические стаканы весом 17 т каждый были скреплены с боковыми стенками колодца железобетонной обвязкой. Внутренние направляющие и распределительные стенки камер были прикреплены к стенкам металлических стаканов. Последствием принятия такого вынужденного решения было значительное уменьшение емкости и главным образом глубины отстойного колодца, при одновременном существенном увеличении стоимости и расхода металла.

Если бы опускание колодца производилось не гидромеханическим способом, а с помощью землечерпания, и толщина донной плиты отвечала бы взвешивающему действию воды, то всех этих затруднений вообще бы не произошло. Проявленное в этом случае отсутствие интереса к данным геологических и гидрологических изысканий имело весьма серьезные последствия.

Мостовой переход через пойму Тиссаполгарского автодорожного моста представляет собой железобетонный балочный мост с тремя пролетами по 34,8 м, ездой по верху и двумя главными балками высотой 2,8 м. С учетом большой жесткости и чувствительности конструкции к осадке, проектированию и строительству предшествовали тщательные геологические изыскания и лабораторные исследования свойств грунта. Результаты геологических изысканий и размещение фундаментов опор показаны на рис. 43. Как видно из рисунка, под верхним почвенным слоем залегает пласт чрезвычайно рыхлого (пористость $\varepsilon = 54,5\%$) синевато-серого ила, обладающего весьма высокой влажностью (в некоторых местах превышающей предел текучести), так что на этот грунт ни в коем случае нельзя давать внешнюю нагрузку. Он подстигается невыдержаным слоем мелкозернистого песка синевато-

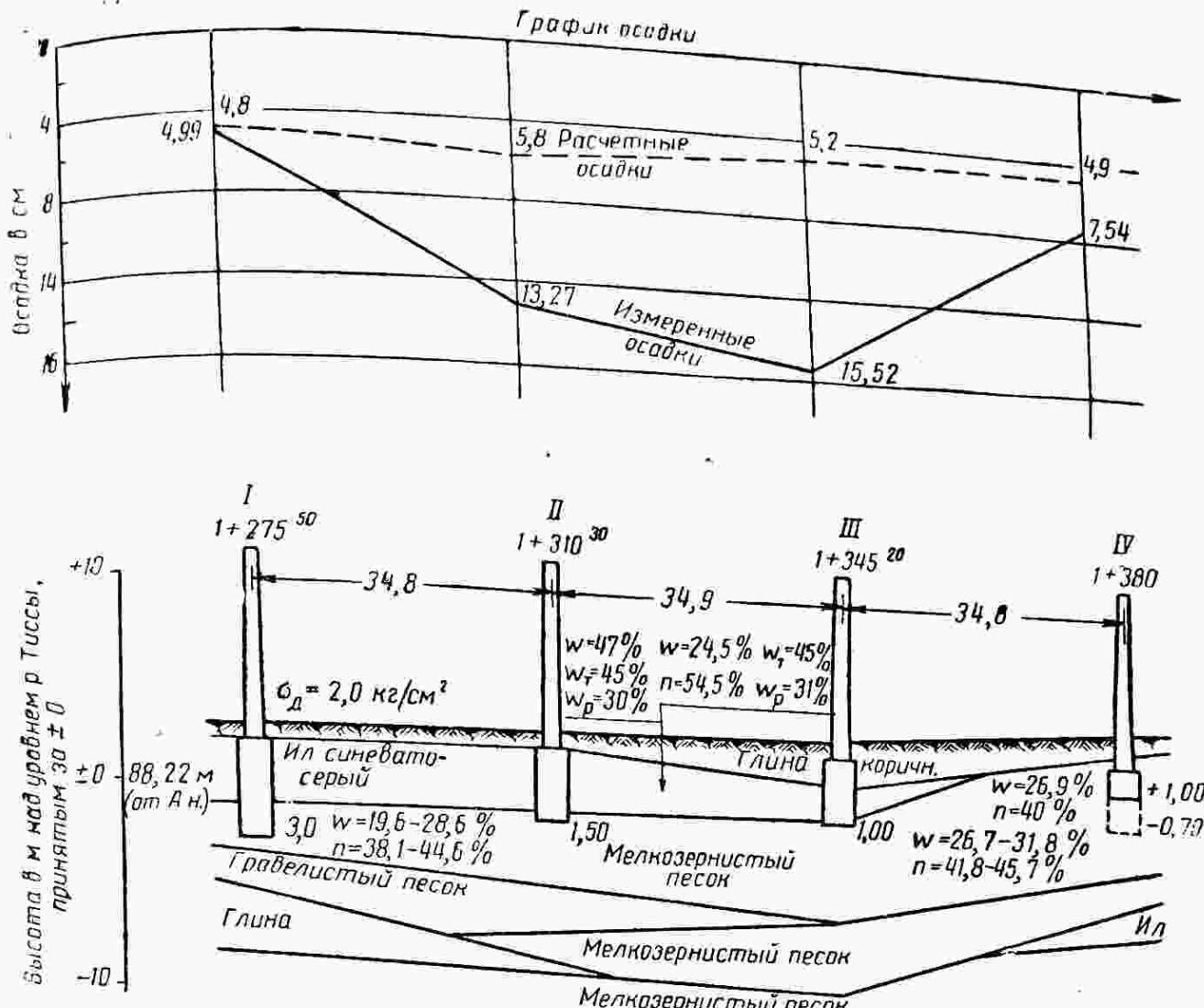


Рис. 43. Геологический разрез и график осадки опор Тиссаполгарского левобережного моста на пойме

серого цвета. По своему малому эффективному диаметру частиц ($d_{\phi} < 0.1 \text{ мм}$) он собственно принадлежит к группе пылеватых песков, а по высокой влажности, пористости (в некоторых местах приближающейся к 47%) и содержанию пылеватых частиц в количестве от 6 до 15%, является типичным плытуном. В отчете по испытанию грунта на это обращалось особое внимание, а также указывалось, что вследствие изменяющейся в широких пределах пористости грунта и невыдержанной в направлении оси устоев толщины этого слоя возможна недопустимая неравномерная осадка для конструкции неразрывной системы. Учитывая сравнительно небольшую толщину этого слоя после повторных лабораторных испытаний грунтов было вынесено заключение, что при условии увеличения подошв фундаментных массивов, а также после крепления стенок котлованов шпунтом возможно будет обеспечить равномерную осадку опор порядка 5 см (см. на рис. 43 вверху — кривую расчетной осадки). Но все же в случае возникновения неожиданных неравномерных осадок при проектировании и расчете главных балок из предосторожности была предусмотрена воз-

можность поднятия конструкции путем устройства под поперечные связи над устоями специальных подкладок.

Однако работы по заложению фундаментов выполнялись не под защитой шпунтового ограждения, а с помощью опускных железобетонных прямоугольных колодцев. Вначале опускание колодца производилось подводным землечерпанием, но так как вычерпывание верхнего глинисто-илистого грунта было затруднительно (ковши вязли в глине), то снова перешли на непосредственную выемку грунта с открытым водоотливом. Как и следовало ожидать, водонасыщенный песчаный грунт при этой работе был разрыхлен, но все же заложение фундамента было выполнено. Учитывая чувствительность конструкции пролетного строения к осадкам в течение всего периода строительства моста (оно продолжалось 3 года) велись систематические наблюдения за осадкой опор, результаты которых приведены на рис. 44 в виде графика отдельно для каждого устоя. Из этих данных видно, что фактическая осадка в значительной мере превысила расчетную. Вследствие этого для предупреждения аварийных последствий от большой разности осадок несколько раз производился подъем конструкции с помощью металлических подкладок, помещавшихся под опорную часть. Эта необходимая предосторожность помогла избежать неприятных последствий, связанных с деформацией основания.

Кривые осадок на графике характерны для пылеватых мелкозернистых песков, так как почти 80% измерений осадки произошло в течение первых четырех месяцев, последовавших после за-

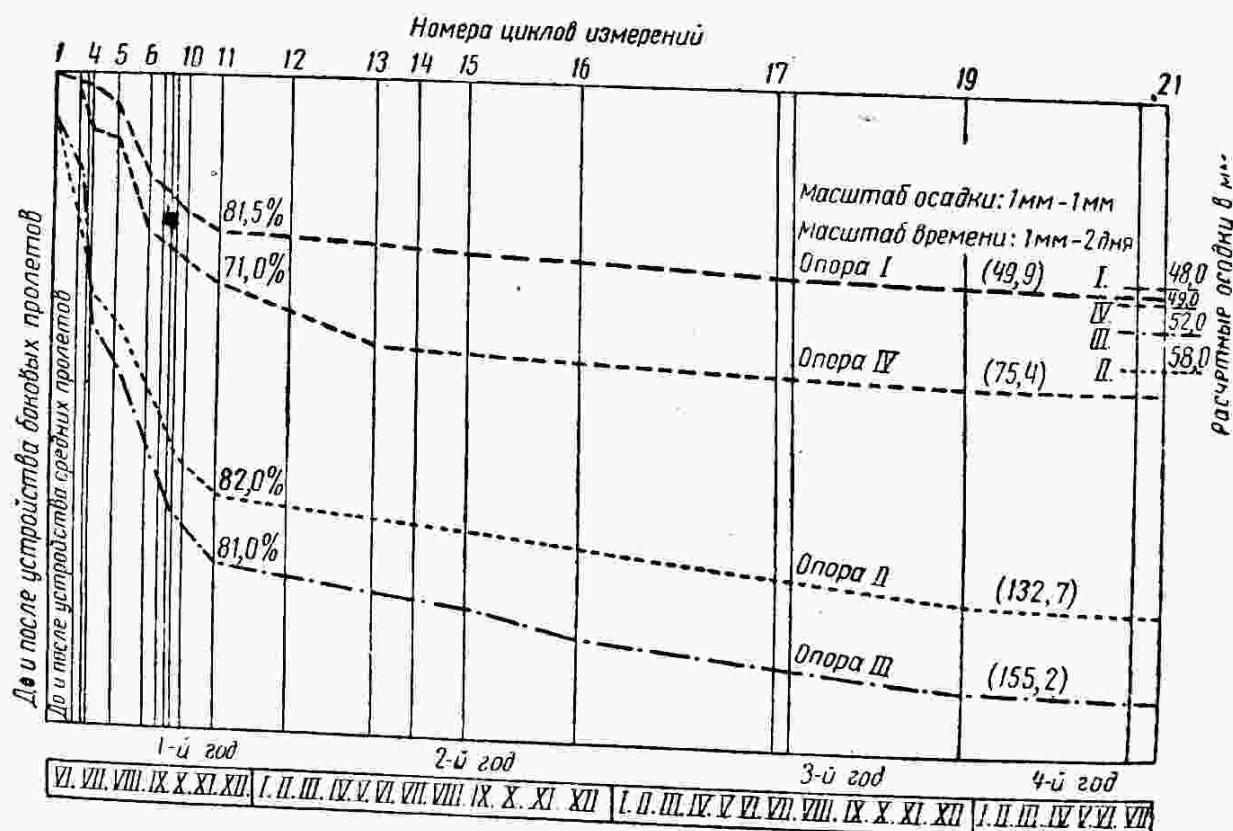


Рис. 44. График осадки опор Тиссаполгарского моста на пойме

грузки конструкции. Минимальное расхождение между фактическими и расчетными величинами осадки наблюдалось у опоры I (4%), а максимальное — у опор II и III (150 и 200%); сравниванием небольшое расхождение отмечено у опоры IV (5%). При сопоставлении этих расхождений и наблюдавшихся осадок с геологическим профилем, можно без особого труда заметить, что величина осадок пропорциональна толщине наиболее опасного, по своим свойствам, слоя песка со свойствами плывuna. У опор I и IV, где слой имеет незначительную толщину, осадка была минимальной, в то время как у опоры II и III, в соответствии с большей толщиной слоя, осадка была значительно больше. На уменьшение толщины слабого верхнего слоя у опоры I было обращено внимание и в геологическом отчете, однако геологи к небольшой величине осадки за счет сжимаемости плыvuna прибавили возможную сжимаемость пластичной глины, подстилавшей слой гравия. Надо предполагать, что угол рассеивания напряжения у слоя гравия был больше расчетных и вследствие этого сжатие слоя глины оказалось значительно меньше расчетного. Впрочем увеличение сжимаемости песка со свойствами плыvuna, произшедшее в результате разрыхления, также не имело своего особого значения. Меньшая осадка опоры IV объясняется тем, что заданная геологическим отчетом отметка подошвы фундамента на +1, была в ходе строительства снижена до —0,7 и, таким образом, величина сжимаемой толщи была уменьшена.

Из всего этого следует, что в результате погружения колодца и примененного открытого водоотлива, несущая способность песка со свойствами плыvuna в значительной степени ухудшилась и поэтому абсолютная величина осадки существенно возросла. Полученная в расчете равномерная осадка в действительности не произошла, так как, с одной стороны, у двух крайних устоев нижний подстилающий слой глины имел сжимаемость, меньшую расчетной, и с учетом последовавшей большей осадки за счет песка со свойствами плыvuna ею можно было бы вообще пренебречь, а с другой стороны, вследствие более глубокого заложения подошвы фундамента опоры IV. Величина сжимаемой толщи уменьшилась и осадка, по сравнению с остальными рядом стоящими опорами, оказалась также меньшей.

Благодаря проявленной при проектировании предусмотрительности и тщательно производившимся наблюдениям, удалось избежать аварийных последствий.

2. УСТРОЙСТВО ОГРАЖДЕНИЙ КОТЛОВАНОВ БЕЗ УЧЕТА ТЕХНИЧЕСКИХ ТРЕБОВАНИЙ

При устройстве ограждений котлованов могут быть допущены следующие ошибки: недостаточное крепление стенок и неглубокая заделка шпунта в грунте, недостаточная толщина водонепроницаемого грунта на дне котлована, неучтенные опасность подмыва и возможность изменения нагрузок. Это последнее упущение

обычно бывает причиной ошибок при устройстве котлованов в действующих водотоках.

В результате недостаточной жесткости ограждения произошло обрушение металлического шпунта в котловане береговой подпорной стенки одного речного угольного склада.

На рис. 45 показано ограждение береговой стенки, имевшей длину 45 м. Оно выполнялось металлическими шпунтами системы Хеша. Длина шпунтов равнялась 11 м. Массивная бетонная стенка высотой 13 м, снабженная стабилизационной консолью, была выстроена при открытом водоотливе с разделением на три отсека. Шпунтовые стенки имели распоры в трех ярусах для работы их в соответствии с действующим на него давлением. Верхний ряд (деревянный пояс и деревянные распорки) был рассчитан на давление $D_1=10 \text{ т/пог. м}$. Средний ряд (пояса и распорки металлические) рассчитывался на давление $D_2=30 \text{ т/пог. м}$. Нижний пояс представлял собой выполненные на месте железобетонные балки со сборными железобетонными распорками и был рассчитан на прием давления $D_3=30 \text{ т/пог. м}$. Нижний железобетонный пояс с распорками не был разобран во время бетонирования подпорной стенки.

В период строительных работ на среднем отсеке подпорной стенки в реке несколько поднялась. В это время происходило бетонирование нижнего венца крепления, а котлован был уже вырыт на полную глубину. Скорость потока воды вдоль гладкой стены увеличилась и усилившаяся энергия паводковых вод раз-

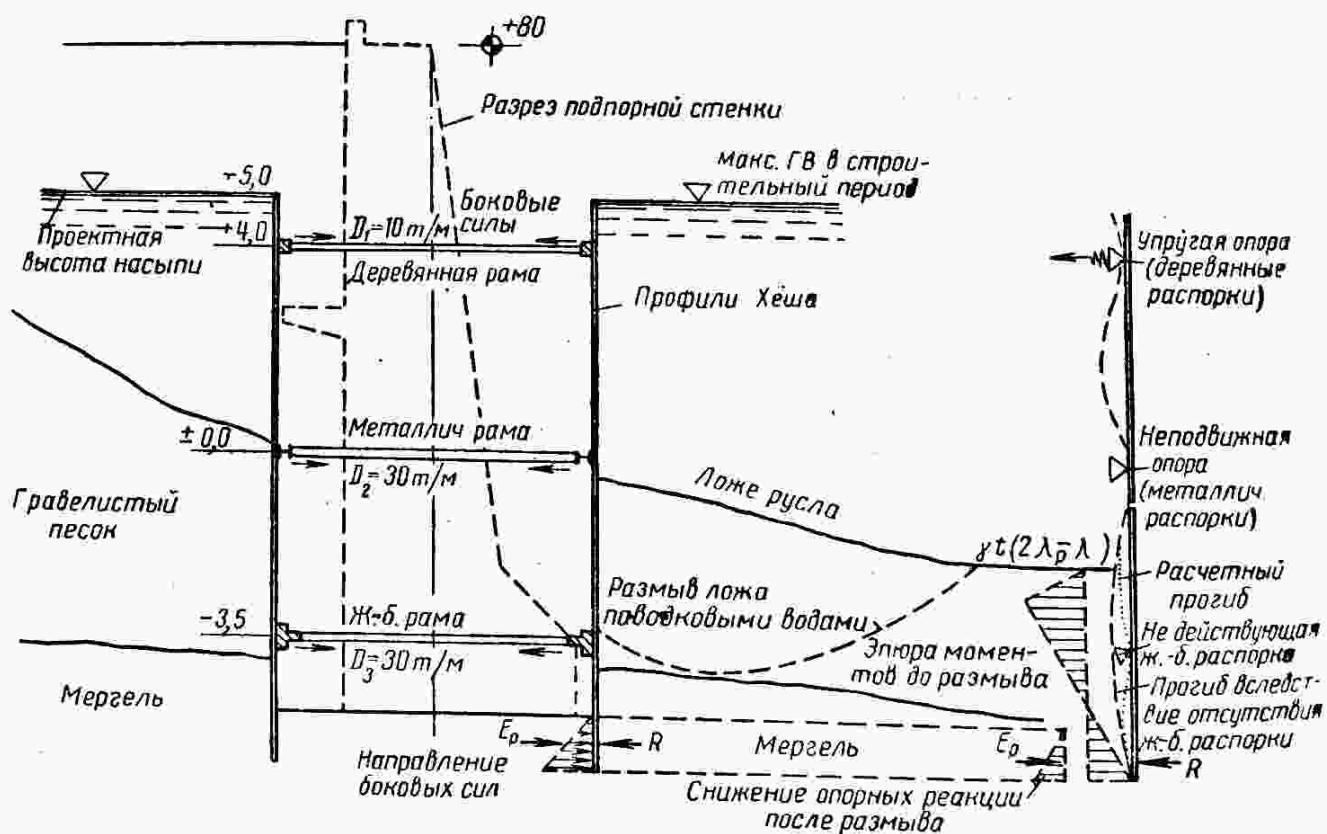


Рис. 45. Схема подпорной береговой стенки углепогрузочной набережной в Обуде (Будапешт)

мыла с речной стороны непосредственно около шпунтовой стенки в рыхлом гравелистом песке ложе реки на глубину 3 м. Вследствие этого с наружной стороны уменьшилась величина заделки шпунта в грунт, а так как верхний распорный венец был выполнена из дерева, то под воздействием давления в нем возникло более значительное смещение, чем у находившейся под ним металлической распорной рамы.

Таким образом, металлические распорки оказались почти неподвижной опорой, а деревянные — упругой. Бетон нижней распорной рамы был только что уложен и не мог принять нагрузку, так что крепление внизу удерживалось лишь заделанной в грунт частью шпунта. Глубина заделки шпунта вследствие размыва грунта значительно уменьшилась и с внешней стороны она практически ограничивалась небольшим слоем мергеля. Вместо момента в заделке оказалась теперь только простая свободная опора высотой 1 м в толще мергеля (см. на рис. E_p), которая должна была принять значительно увеличенную нижнюю реакцию R в результате выхода из строя железобетонной распорки. Она увеличилась за счет роста расстояния между опорными точками. Как это впоследствии выяснилось, кровля мергеля на этом участке имела трещины. Вследствие упругого сжатия деревянной распорки, шпунтины в верхней части изгибались внутрь. Происходящая деформация вызвала раскрытие пазов между шпунтинаами и за этим последовало усиление притока воды. Металлическая распорная рама, оставаясь неподвижной на своем месте, воспринимала поясную реакцию, сильно возросшую после перемещения верхнего деревянного распорного пояса и полного выхода из строя нижней железобетонной рамы.

Пассивное давление в грунте на уменьшенной глубине заделки шпунта уже было недостаточно для образования необходимого момента сил, так что внизу шпунт оказался свободно опирающимся. В то же время в принятии значительных опорных реакций нижняя распорная рама не участвовала и поэтому произошел изгиб шпунтовой стенки. Это явление вызвало раскрытие пазов между шпунтинаами и увеличение притока воды. Смятие деревянных распорок ослабило и остальные брусья. Увеличивающиеся деформации явились причиной возраставшего разрушения трещиноватого мергеля, игравшего роль единственной нижней опоры. Последовало увлажнение мергеля и в конце концов нижняя часть шпунтового ограждения была изогнута внутрь. Затем на участке длиной примерно 10 м со стороны реки наступило полное опрокидывание шпунтовой стенки (рис. 46). После этого, как внешний и внутренний уровни воды сравнялись, одностороннее давление на шпунтовую стенку прекратилось и шпунтовое ограждение на береговой стороне, несмотря на обрушение распорок, осталось целым.

Если бы воде дали свободный доступ в котлован сразу же после того, как были замечены деформации, обвал шпунта, вероятно, можно было бы предупредить. Быстрое бетонирование на



Рис. 46. Опрокинувшаяся шпунтовая стенка после подмыва

ми при строительстве водоподъемных плотин. В первом из этих двух случаев удалось обойтись без особо тяжелых последствий, а второй сопровождался тяжелой аварией.

В русле реки Раба предусматривалось строительство водоподъемной плотины шириной около 100 м. Свойства грунта допускали выполнение строительства этого сооружения с металлическим шпунтовым ограждением и открытым водоотливом. Слой гравелистого песка толщиной от 2 до 3 м в ложе реки подстился весьма мощным пластом жирной твердой глины желтого цвета. Таким образом, шпунтовое ограждение вследствие естественной блокировки снизу могло быть совершенно водонепроницаемым. Наряду с этим, непосредственная откачка воды из гравелистого песка, подстилаемого твердой глиной, не могла за собой повлечь разрушения грунта. Из условия наиболее целесообразного отвода водотока плотина строилась в три очереди и ограждения котлованов были устроены одно за другим на всех трех участках. Распределение шпунтовых стенок и их размеры приведены на рис. 47. Первое ограждение имело самые большие размеры и охватывало по ширине приблизительно 45% русла реки, второе заняло по ширине 25% и третье — 30% русла. Верхняя по течению шпунтовая стенка поддерживалась рабочим мостом, предназначенным для обслуживания строительства. Нижняя по течению стенка подпиралась заклиненными в русле реки подкосами (рис. 48).

месте нижнего поясного крепления также оказалось невозможным, что явилось причиной временного отсутствия нижней распорной конструкции. До тех пор пока не возникла вызванная паводковыми водами, максимальная нагрузка и глубина заделки шпунта в грунт не уменьшалась, никаких деформаций не происходило. Но после того, как глубина заделки шпунта в результате подмытия уменьшилась и под воздействием изгибающих моментов в увеличившемся пролете между опорами возникли деформации, обрушение перемычки сделалось неизбежным.

Случай обрушения шпунтовых ограждений, аналогичные предыдущему, имели место также и в крупных речных котлованах. В приведенных ниже примерах описываются два случая опрокидывания ограждений котлованов, вызванного различными причинами.

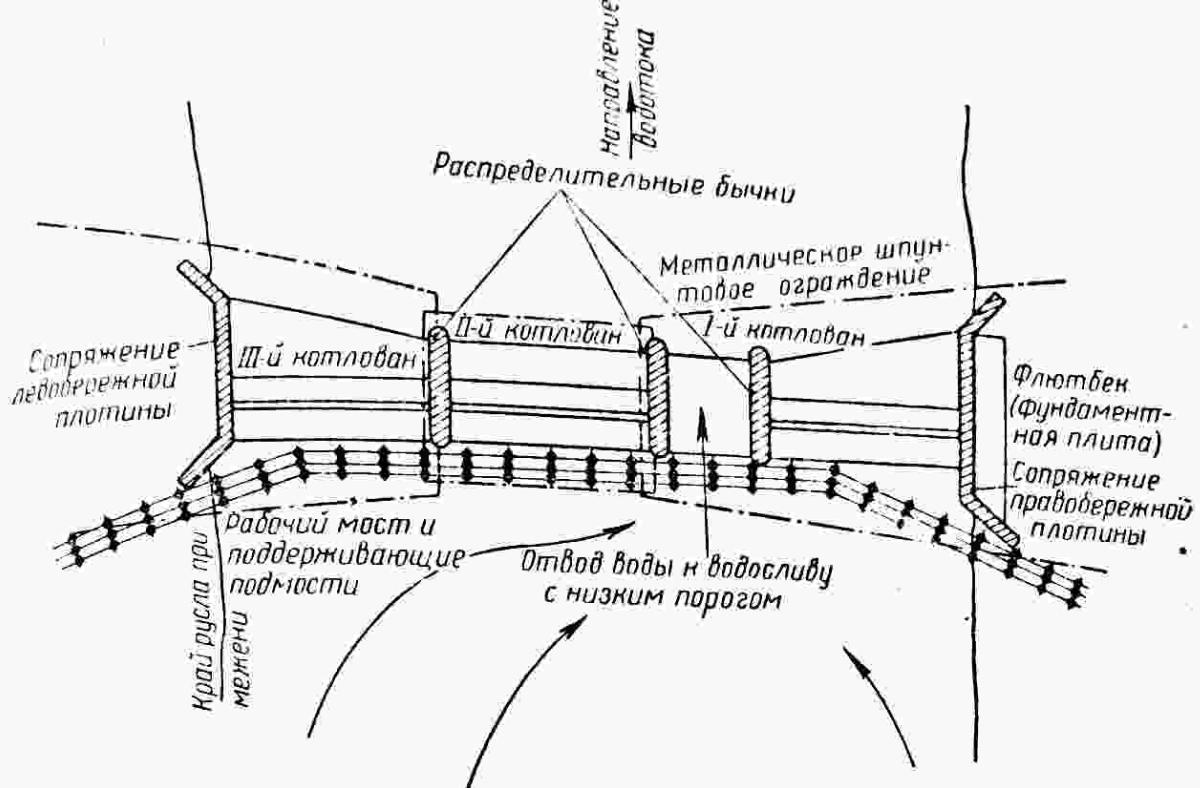


Рис. 47. Последовательное ограждение котлованов водоподъемной плотины

Система такого устройства ограждений и подкосов оправдала себя при строительстве двух первых котлованов и строительные работы там были выполнены без всяких задержек. Когда же очередь дошла до ограждения котлована III, вода в реке должна была протекать уже не по своему естественному руслу, а через порог плотины, и это сопровождалось поднятием уровня верхнего бьефа на 1,5 м. Высота ограждения была выполнена с учетом этого подъема уровня воды, так что в этом отношении никакого упущения не произошло. Однако при этом не учли, что при ограждении шпунтом двух предыдущих котлованов водоток продолжительное время был отведен на место расположения будущего котлована III. Протекая поуженному руслу, река в такой степени размыла ложе, что заглубление в грунт свай рабочего моста и шпунта оказалось недостаточным. Ввиду того, что с повышением уровня воды в значительной степени увеличился и напор воды (рис. 48), опорное защемление в грунте свай и нижней части шпунта еще более уменьшилось и ограждение на участке наибольшего размыва русла обрушилось на длину до 3—4 м.

Эту аварию удалось сразу же ликвидировать устройством параллельной стенки с более длинными шпунтиками. Верхняя часть новой стенки была заанкерена на берегу, а со стороны котлована поддерживалась дополнительными подкосами, опиравшимися в углубленную часть dna реки. Наряду с забивкой на большую глубину, устойчивость шпунта обеспечивалась и этими подкосами, разгрузившими подмытые сваи рабочего моста. К счастью, на внутренней рабочей площадке откачка воды еще не была начата

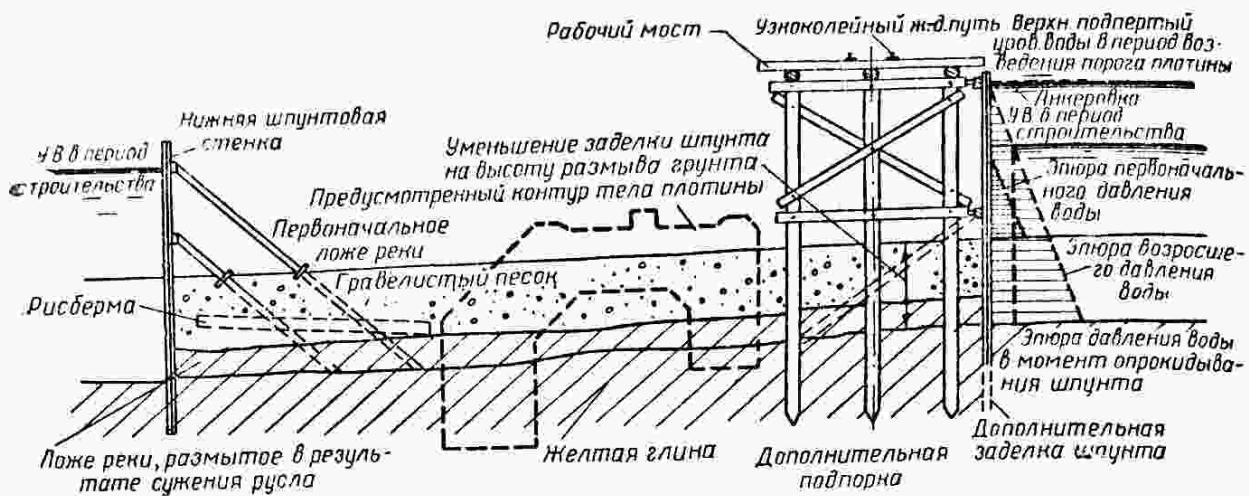


Рис. 48. Схема системы поддерживания верхней и нижней шпунтовых стенок в котловане

и, таким образом, не произошло никаких повреждений оборудования или несчастных случаев с рабочими.

Значительно более тяжелая авария произошла на строительстве плотины Наг-Хаммад на Ниле, причем строительные работы имели в основном характер аналогичный предыдущему объекту. Строительство этой водоподъемной плотины длиной 900 м, включающей 100 шлюзовых отверстий по 6 м, производилось в русле Нила тремя участками. Однако работы на отдельных участках продолжались значительно дольше, чем предполагалось, и ограждения должны были выдержать период паводка. Первый участок уже был закончен, а во втором производились ограждение и строительные работы и вследствие этого русло, по которому отводился водоток, составляло всего одну треть первоначального русла Нила. Значительное уменьшение поперечного сечения водоотвода вызвало интенсивное возрастание скорости потока, после чего в рыхлом, легком, илистом грунте ложа Нила образовались большие размывы. Самые значительные размывы дна, в результате образования контракционной воронки, произошли у угла шпунта II, со стороны верхнего бьефа. За размывами в ложе русла велись наблюдения и их дальнейшее образование пытались предупредить с помощью каменной наброски, которая должна была наряду с этим обеспечить лучшую заделку шпунта в грунте. Однако в период паводка разность внешнего и внутреннего уровней воды все больше возрастала и на дне котлована, вблизи размытого угла, появились ключи, содержащие разжиженный ил. Особенного значения этому явлению не было придано. Каменная наброска с внутренней и с внешней сторон продолжалась в увеличенном объеме, кроме того была усиlena система подпор на участке шпунта, находившемся под угрозой. Особой пользы это не принесло и когда разность внешнего и внутреннего горизонтов воды достигла 7 м, воды Нила прорвались через рыхлый илистый грунт дна реки вдоль размытого угла ограждения и, обойдя нижние концы шпунта, сперва появились в виде наплыва

ила, а затем масса мутной воды прорвала снизу через размытые эрозионные каналы в котлован (рис. 49, а). Прорвавшаяся таким образом вода в течение четырех месяцев находилась в котловане, оставив после себя слой ила толщиной 1 м, 12 погибших рабочих и огромные материальные убытки.

Для восстановления ограждения после спада паводковых вод на месте прорыва воды был забит тройной шпунт и после этого, с соблюдением требуемой осторожности, работу удалось закончить.

В данном случае были допущены две ошибки. Прежде всего, необходимо было принять меры по защите находившегося под угрозой угла котлована и устройству сооружений для правильно-го отвода водотока. Наряду с этим следовало обеспечить частич-ный перелив паводковых вод через законченные участки плотины. Вторая ошибка была допущена, когда уже был замечен увеличи-вающийся прорыв ключей на дне котлована. Более правильным было бы прекратить работы, освободить котлован и допустить повышение в нем горизонта воды на все время паводка. В этом случае все ограничилось бы лишь некоторой задержкой во вре-мени.

Нарушение водонепроницаемости нижней части шпунтового ограждения может быть следствием не только размыва, но и некоторых других причин. Так, например, на строительстве подземной железной дороги в Стокгольме в котловане длиной 140 м, шириной 25 м и глубиной 12 м, находившемся в непосредствен-ной близости от озера Мэлар, было также применено ограждение металлическим шпунтом. В нижней части шпунт доходил до тре-щиноватого скалистого грунта (гранита) или, вернее, заканчивал-ся во вклинившихся в скальную породу отложениях глины. Для удаления скалистого грунта на некоторых участках котлована пришлось прибегнуть к взрывным работам. Взрывы производи-лись на соответствующем расстоянии от шпунтового ограждения, но все же, несомненно, что они ослабили стыки и заделку в грунте шпунтовой стенки. В пределах котлована было замечено появ-ление большого количества водяных жил. В декабре 1952 г. после одного сильного взрыва было замечено, что родники выносят уже не чистую воду. Судя по ее грязному цвету, можно было заклю-чить, что она увлекает за собой и частицы грунта. Через несколь-ко минут после появления грязной воды шпунтовая перемычка на длине 12 м опрокинулась внутрь и внешняя вода, прорвав-шись через еще не выбранный грунт, в течение нескольких минут заполнила все рабочее пространство. К счастью, прорыв воды произошел во время рабочего перерыва и поэтому человеческих жертв не было.

Проведенным контрольным обследованием было установлено, что причиной обрушения явилась трещина в скалистом грунте (рис. 49, б). Эта трещина была так плотно заполнена, что при-ток воды через нее не происходил и она ничем не отлича-лась от остальной части поверхности, образованной в нормаль-

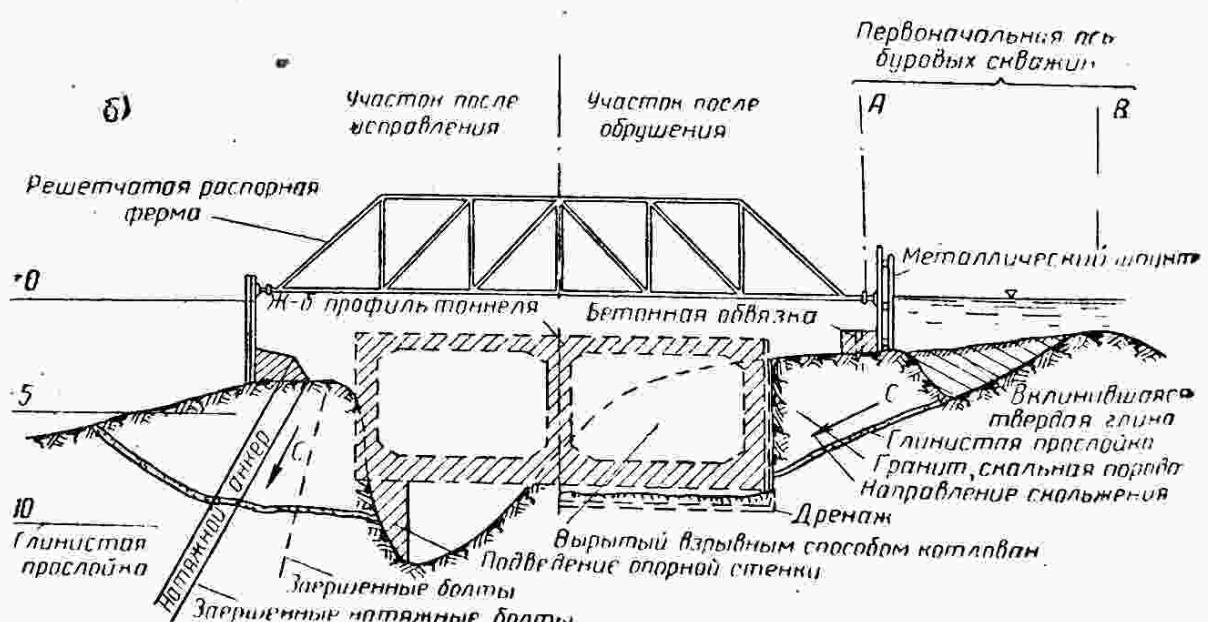
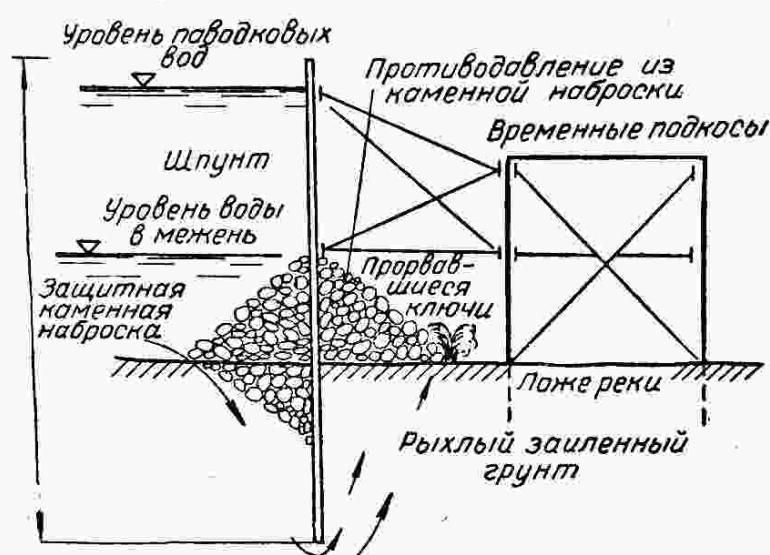
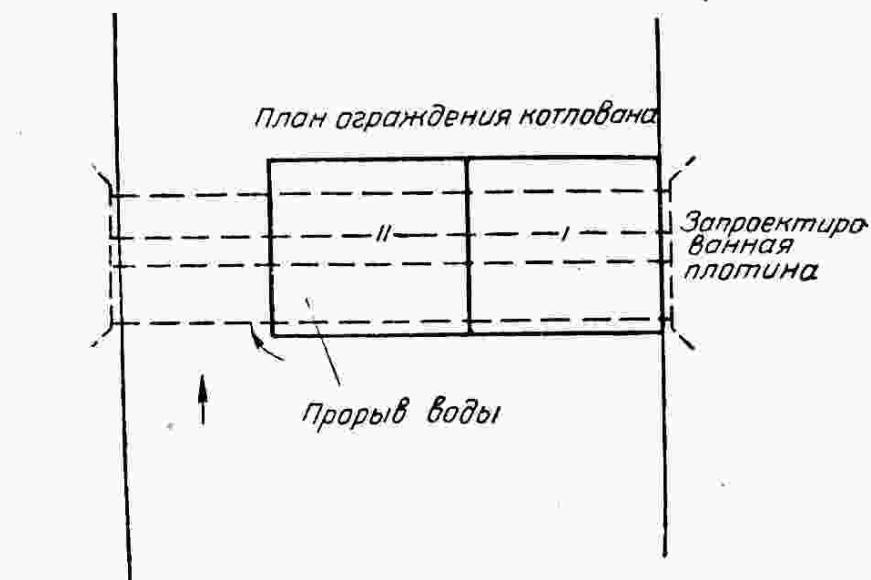


Рис. 49. Аварии котлованов

а — прорыв ограждения котлована при строительстве плотины в Наг-Хаммаде;

б — участок обвала котлована подземной железной дороги в Стокгольме

ных условиях при взрывных работах. В данном случае трещина, по-видимому, существовала в породе и до начала взрывных работ, но была заполнена тонким слоем глины. Под действием взрыва трещина расширилась, вода получила доступ к глинистой прокладке и весь клин вместе с шпунтом перемещался по смоченной криволинейной поверхности. С еще до изготовления железобетонного профиля тоннеля.

С учетом произошедшей аварии весь участок был подвергнут обследованию и при этом установлено, что на многих местах существовало такое же опасное положение и только благодаря случайности авария не произошла в большем объеме. Строителям было дано указание при производстве дальнейших работ скреплять боковые стороны профиля, пройденного с помощью взрывных работ, тросом, помещаемым в скважины, как это указано на левой стороне рис. 49, б. Значительным усилением таким способом нормальной силы N , действующей на стремящийся сползти слой, предупреждалась возможность сползания этих углов. Применением этого способа вопрос был успешно решен. В связи с описанным случаем интересно отметить, что заложенными в точках A и B буровыми скважинами во время геологических изысканий было установлено наличие плотной гранитной породы, однако находившуюся в трещинах и обладающую весьма высокой твердостью глину геологи не заметили!

Из этого примера видно, что даже в скалистом грунте необходимо предварительно производить тщательные и всесторонние изыскания.

Показанное на рис. 50 строительство свидетельствует о том, что ошибка не всегда заключается в неправильном ограждении котлованов шпунтовыми стенками. По указанию высших органов, с обеих сторон одной долины, на ее лесистых склонах, должен был быть построен промышленный объект. Предварительными геологическими изысканиями было установлено, что слои глины, образующие покровный слой естественных склонов, вследствие содержания монтмориллонита в количестве от 8 до 10%, обладают ярко выраженной способностью к набуханию. На крутых склонах и гребнях холмов в этих слоях, даже находящихся в своем естественном состоянии, все же можно заметить некоторое сползание, а это значит, что они неспособны к принятию нагрузки от крупных зданий или искусственных сооружений. Основной рельеф открытой растительностью местности свидетельствует, что условия равновесия в грунте требуют наличия именно того уклона, который здесь сформировался в течение длительного времени.

Ввиду того, что изменить решение о выборе места не представлялось возможным, комиссия, составленная из представителей проектного института, разработала основные положения по наиболее важным вопросам проектирования и строительства. Одним из главных пунктов являлся вопрос о мерах предупреждения обрушения слоев бентонитовой глины. Особое внимание обращалось на временный отвод ливневых вод из котлована, обли-

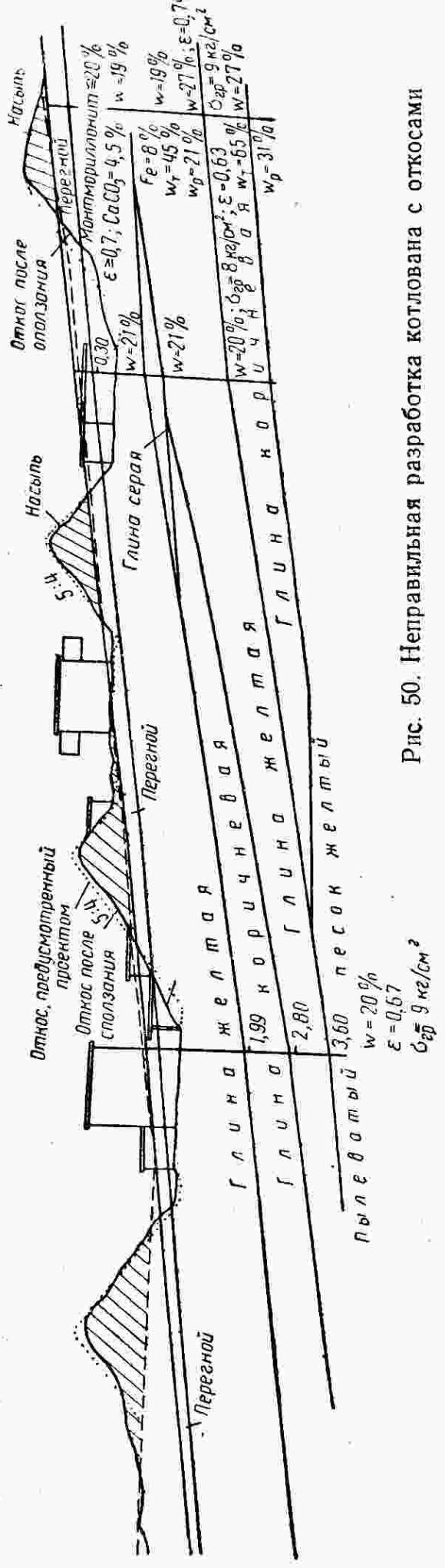


Рис. 50. Неправильная разработка котлована с откосами

цовку водоотводных канал и одерновку откосов для защиты от намокания.

Ввиду срочности работ и вынужденного назначения места размещения промышленного объекта крутизна откосов была запроектирована в соответствии с техническими условиями, но не была проверена устойчивость откосов в неблагоприятных условиях. Такой контроль был тем более уместен, что бровка выемки должна была принять нагрузку ограждающих насыпей высотой от 4 до 6 м, предусмотренных в продолжении откосов выемки.

Вследствие исключительной срочности строительства объекта работы были в скором времени начаты, вся территория очищена от деревьев и остальной растительности и во всех котлованах приступили к выемке грунта. Однако через три месяца земляные работы были в незаконченном виде прерваны. Наполовину вырытые котлованы были заполнены водой осенних и зимних осадков, так как никто не позаботился об ее отводе. Строительство было вновь восстановлено в следующем году и, наряду с земляными работами, было начато также и возведение зданий. В течение этого года строительство не было закончено и так же, как и раньше, никаких мер по отводу воды из котлована не было принято, хотя в некоторых местах на откосах выемки уже появилось поверхностное отслаивание грунта. Работы были закончены лишь на третий год и к этому времени на откосах

появились оползни в таких размерах, что было дано указание об устройстве каменных ребристых дренажей и о защите откосов облицовкой камнем. Однако эти защитные работы были выполнены из недоброкачественного камня и швы между камнями облицовки не были как следует заделаны. Тем временем на бровке откосов были возведены насыпи, разделяющие отдельные группы зданий. В последовавшие за этим осень и зиму, которые отличались обильными осадками, оползание откосов выемки и загружившей их насыпи приняло размеры, угрожающие также и зданиям. Неоднократно появлявшаяся небрежность в строительной работе довела наконец до того, что откосы пришлось подпирать массивными подпорными стенками.

Какую важную роль в наступивших авариях сыграло повторное прекращение работ и игнорирование указаний об отводе воды, доказывает строительство другой части промышленного объекта, на противоположной стороне той же долины. Эта часть объекта выполнялась непрерывно с одновременным устройством окончательной водоотводной системы и никаких оползней откосов там не произошло, а также не потребовалось принятия дополнительных защитных мер и устройства подпорных стенок. Не подлежит, однако, сомнению, что хотя содержание коллоидов в грунтах обоих склонов одинаково, но все же в коэффициенте пористости и содержании минеральных веществ существовало некоторое различие. В то время, как грунт сползшего откоса имел коэффициент пористости $\epsilon = 0,7 - 0,8$ и содержал углекислую известь в количестве 4,5% и железа 8%, грунт, оставшийся устойчивым в откосе, имел коэффициент пористости $\epsilon = 0,6 - 0,7$ и содержал: CaCO_3 в количестве 8% и железа 20%.

Этот случай указывает, что при нарушении равновесия в склонах, имеющих предрасположение к оползанию, необходимо обратить особое внимание на отвод воды, производить работы с максимальной скоростью и при определении крутизны откосов проверять не только условия их устойчивости, но учесть также и существующий естественный уклон местности.

Определение крутизны откосов только на базе общих правил совершенно недостаточно. Проверку на скольжение необходимо проводить с учетом точных физико-механических характеристик грунта и химического состава цементирующих веществ. Карбонаты и окислы имели в данном случае важное значение и оказали благоприятное воздействие. Во всяком случае, наиболее опасным является оставление откосов в течение продолжительного времени без защитной облицовки и без отвода воды.

Ошибки и аварии в строительстве могут произойти и в тех случаях, когда котлован разрабатывается без откосов и шпунтового ограждения, а с применением обычного крепления. В этом последнем случае необходимо больше всего обращать внимание на точный и жесткий монтаж крепления, а также на правильную последовательность работ и их своевременное выполнение.

Приведенное ниже описание тяжелой аварии указывает на опасность устройства взаимного подпиравия противоположных вертикальных стенок широкого котлована и на требуемую для выполнения этих работ точность и добросовестность.

В Берлине производилось строительство заложенного непосредственно под мостовой тоннеля подземной железной дороги. Работы велись по установившемуся в течение десятилетий способу открытого котлована.

Боковые вертикальные стенки котлована глубиной до 10 м поддерживались брусьями, заклиненными между двутавровыми стойками, которые забивались через каждые 2 м на глубину 3 м ниже дна котлована (т. е. по так называемой системе крепления Сименса, рис. 51). Водопонижение в грунте основания, состоявшего из однородного мелкозернистого песка, производилось с помощью фильтровых колодцев.

Боковые стенки взаимно крепились деревянными распорками. Ввиду большой ширины котлована передающие значительное давление распорки в середине закреплялись, и таким образом значительно сокращалась длина элементов, подвергавшихся продольному изгибу. Закрепление распорок состояло в том, что в плоскости каждой третьей металлической стойки, т. е. через каждые 6 м, в середине котлована забивали по одной дополнительной металлической стойке. Эти стойки были между собой связаны в плоскости распорок рядами клещей из двух швеллеров, в которые заводились концы распорных брусьев. Средний ряд стоек забивался на глубину 1,5 м. Для придания этой конструкции пространственной жесткости через каждые четыре или пять рядов стоек две соседние стойки среднего ряда крепились диагональными

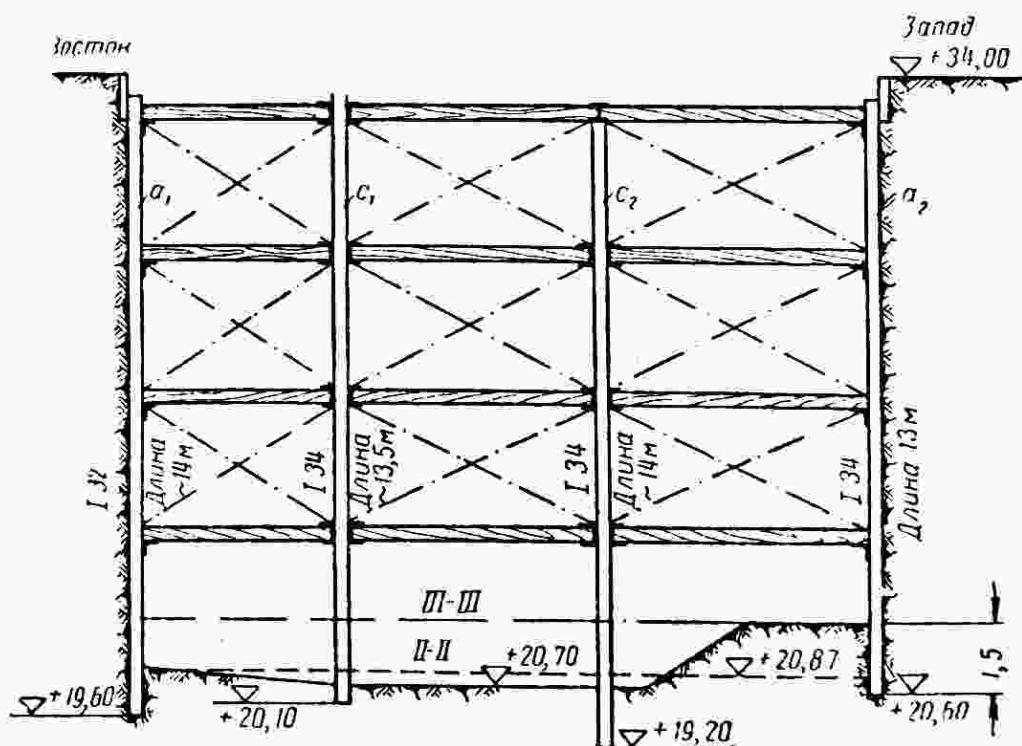


Рис. 51. Поперечный разрез крепления котлована Берлинской подземной железной дороги

подкосами. Так как при бетонировании донной плиты каждый раз приходилось устраивать находившийся в самом низу подкос, то его обычно вообще не устанавливали, а выемку грунта нижнего горизонта производили лишь короткими участками.

По этому способу в Берлине были построены без всяких осложнений многие километры подземной железной дороги. Однако на одном критическом участке в первоначальный проект потребовалось внести некоторые изменения. Отметка дна котлована должна была быть снижена на 1 м, а ширина увеличена еще на один пролет. Таким образом, первоначально предусмотренная заделка стоек в грунт сократилась с 3 до 1,5 м, а заделка боковой восточной стойки крепления, превратившейся теперь в промежуточную, была сведена всего на 0,5 м (рис. 51). После того, как боковая стойка превратилась в промежуточную, распорки должны были быть продолжены и на другой стороне. Однако стойки новой боковой стенки не были забиты точно на оси распорок и в сжатой стержневой цепи создавались сильные боковые изломы (рис. 52, узлы 76, 77, 79). Неустойчивость стержневой цепи усиливалась еще и тем, что строительная организация использовала для распорок старую, бывшую в употреблении, древесину. Для того чтобы можно было использовать и короткие куски, швеллеры устанавливались не в боковой плоскости стоек, а на некотором расстоянии от них. С ними они сопрягались брусьями, как это показано на рис. 52, между узлами 30 и 38. Такая система увеличила возможность бокового изгиба.

Ввиду сжатости срока и вообще существовавшего стремления экономить оказавшиеся оголенными стойки не забивались дополнительно на большую глубину, так как для этого потребовалось бы перестроить всю систему крепления. Обвал произошел именно на этом участке. Восточная стенка обрушилась по длине на 5 м и выпадание распорок из своих мест повлекло за собой обвал всего котлована на длину 60 м. При этом 29 человек поплатились жизнью, многие были ранены. Авария явилась последствием не только одного какого-либо обстоятельства, а нагромождения це-

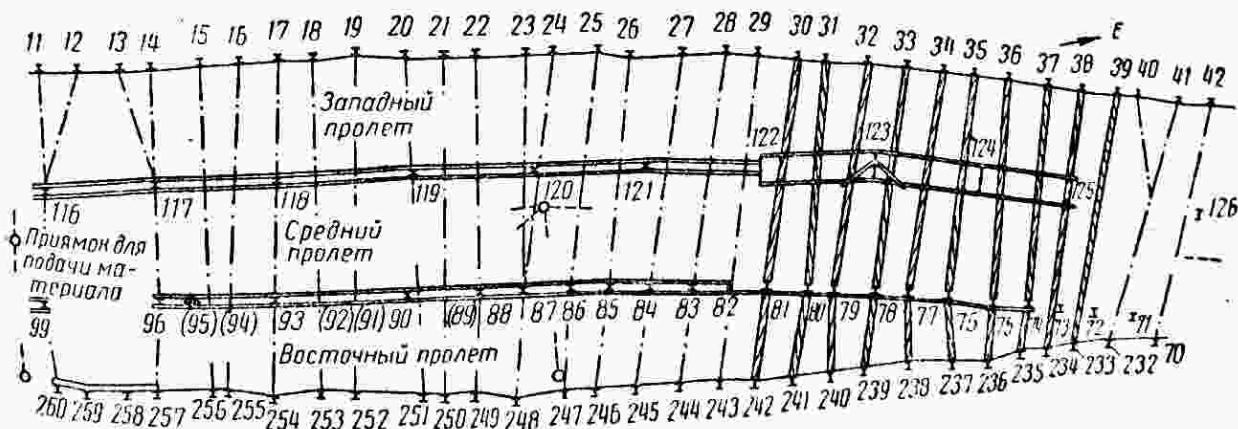


Рис. 52. План участка обвала котлована Берлинской подземной железной дороги

лого ряда таких обстоятельств. Профессор Дишингер считает, что основными причинами аварии являются следующие факторы:

- 1) недостаточная глубина заделки стоек восточной промежуточной стены крепления;
- 2) отсутствие нижней пространственной жесткости у промежуточной восточной стенки или, что то же, отсутствие связи между верхним жестким креплением и основанием;
- 3) один из боковых рядов подпор оказался незакрепленным вследствие находившейся здесь в плоскости стенки шахты для выдачи грунта.

Описанная выше строительная авария должна явиться серьезным напоминанием о безусловной необходимости обеспечения пространственной жесткости и устойчивости крепления котлованов. Трудно добиваться требуемой жесткости в направлении давления грунта, если элементы распора могут соскальзывать под прямым углом к этому направлению.

В широких котлованах является более целесообразным, если это только возможно, распирать подпорные вертикальные стенки не взаимно одна в другую, а производить анкеровку каждой в отдельности со стороны давления. Если же для этого недостаточно места и находящиеся на противоположных сторонах котлована стенки все же приходится распирать взаимно одна в другую, то, соблюдая приведенные выше правила крепления, необходимо применять подвергающуюся точной установке и сопряжению пространственно жесткую металлическую конструкцию.

3. НЕПРАВИЛЬНОЕ ОСУЩЕСТВЛЕНИЕ ПРЕДУСМОТРЕННОГО ПРОЕКТОМ СПОСОБА ФУНДИРОВАНИЯ

Правильно задуманный и запроектированный способ фундирования нередко осуществляется с неточно подобранными элементами и с применением неправильной технологии. Вследствие этого или происходят аварии или же возникают дополнительные расходы. Особенно часто это имеет место при устройстве свайных оснований главным образом в результате неправильного применения забивных или набивных свай. В некоторых случаях причиной ошибок может быть доведение нижнего конца свай до более слабых подстилающих слоев грунта, т. е. другими словами, применение слишком длинных свай.

Уже ранее упоминавшийся рабочий павильон Андъялфельдской больницы был, во избежание описанных выше ошибок и для передачи нагрузки ниже слоя торфа, построен на свайном основании. Для этого были применены изготавляемые на месте конические, сужающиеся книзу сваи системы Штерна, с металлической оболочкой, остающейся в грунте и являющейся отчасти защитой от воздействия агрессивных вод (рис. 53).

Каждую весну сваи оседали на несколько миллиметров, так как высокие весенние грунтовые воды уменьшали коэффициент трения между грунтом и сваями. Кроме того, грунтовые воды, про-

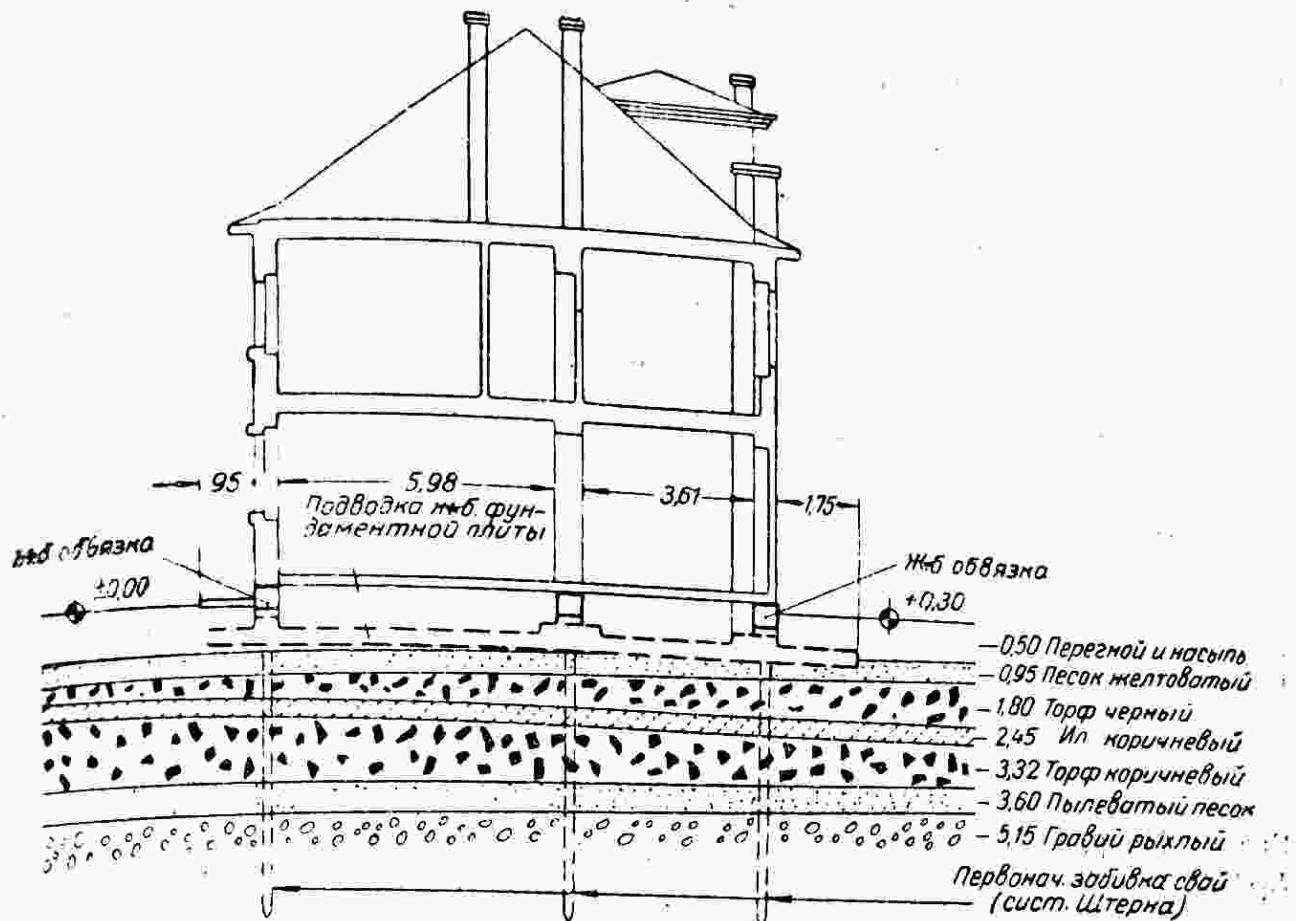


Рис. 53. Фундаменты рабочего павильона больницы в Андьялфельде

никая в торфяной и илистый грунт, снижали их внутреннее трение и плотность, повышая при этом сжимаемость. Таким образом, в результате уменьшения опорных реакций происходило погружение свай вниз, однако, благодаря своей конической форме, они вскоре снова приходили в состояние неподвижности (рис. 53). Между тем, в дверном проеме наружной стены одного из помещений первого этажа, находившемся как раз над одной из поддерживающих здание свай, появились признаки деформации. Эта свая под дверным проемом, после начала деформаций, уже не могла воспринимать общую нагрузку, а соседние сваи получили вследствие этого дополнительную нагрузку. Те из них, которые были перенагружены, дали осадку, а освобожденная от общей нагрузки свая осталась неподвижной. Поэтому постепенно на этом месте образовался весьма значительный отрицательный момент. Так как с каждым годом осадка увеличивалась, то над дополнительно сделанным дверным проемом, вдоль самого слабого сечения стены, в результате этого отрицательного момента образовались большие трещины шириной в несколько сантиметров (на рис. 54 видно, что трещина распространяется вверх в соответствии с отрицательным моментом).

Вполне естественно поэтому, что над освобожденной от общей нагрузки сваей разрушился также и ростверк. В результате этого было принято решение об устройстве под всем зданием сплошной железобетонной плиты (рис. 53). С учетом того, что здание опиралось на сваи, под всем зданием одновременно был удален грунт до отметки подошвы фундаментной плиты, так что верхняя часть



Рис. 54. Направление трещины над деформированным дверным проемом

нирована фундаментная плита, а само здание отремонтировано.

Устройство фундаментной плиты, обеспечивающей равномерную осадку, при наличии сравнительно небольшого слоя торфа и с уже существующими и оставленными на своих местах сваями, впоследствии себя оправдало, но это было чрезвычайно дорогостоящим мероприятием. Позже, на той же территории, с успехом применялись естественные основания (ленточные фундаменты) с заменой слабого грунта уплотненной подушкой (например, в жилом массиве на проспекте Бэке).

В приведенных ниже случаях, целесообразность применения свайного основания была весьма сомнительной, однако оно все же может быть до некоторой степени объяснено, как вынужденное

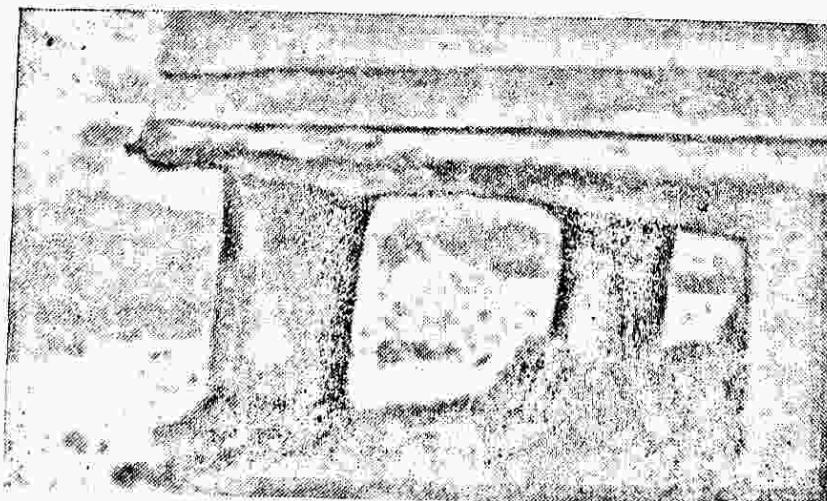


Рис. 55. Оставленное для железобетонной плиты пространство под ростверком



Рис. 56. Вид головки сваи, изломленной в результате нарушения устойчивости грунта после ливня

решение, вызванное срочностью работ. Но размещение свай в плане в указанных случаях является безусловно неправильным.

Сооружение фундаментов производственного корпуса с площадью основания $194 \times 80\text{ м}$ одной крупной теплоэлектроцентрали, после тщательно выполненных инженерно-геологических изысканий, было запроектировано на естественном основании. Проведенными на месте испытаниями было установлено, что водоотлив из котлованов со средней площадью основания $2,3 \times 10,3\text{ м}$ может быть решен непосредственно открытым способом. При этом уровень грунтовых вод может во время строительства подняться выше отметки подошвы фундамента самое большое на 1 м в течение короткого срока, причем вероятность такого повышения уровня весьма незначительна (в действительности максимальное превышение уровня грунтовых вод над проектной отметкой подошвы фундамента составило всего $50-60\text{ см}$ и продолжалось лишь три или четыре недели). Как это видно из рис. 57, фундаменты колонн могли быть заложены на отметке — $4,2$ в толще разнозернистого песка желтого цвета, имевшего равномерное повсеместное распространение на глубине от 4 до $4,5\text{ м}$ от поверхности. На этой глубине допускаемое давление на песок могло быть принято порядка $2,5-3\text{ кг}/\text{см}^2$. (Вначале имелось в виду устройство фундаментов с заложением их выше суглинков, имевших показатель относительной консистенции около 1 . Однако, ввиду большой чувствительности конструкции здания к осадке, это предложение было отклонено).

После того, как подготовка к выполнению вышеописанного проекта была закончена, строительство было внезапно объявлено срочным и к выполнению строительных работ приступили в зимнее время. Для того чтобы открытый водоотлив и заложение фундаментов на естественном основании могли быть полностью обеспечены даже и в случае высоких весенних грунтовых вод, проектировщиком было предусмотрено, на всякий случай, ограждение котлованов металлическими шпунтовыми стенками. Для этой це-

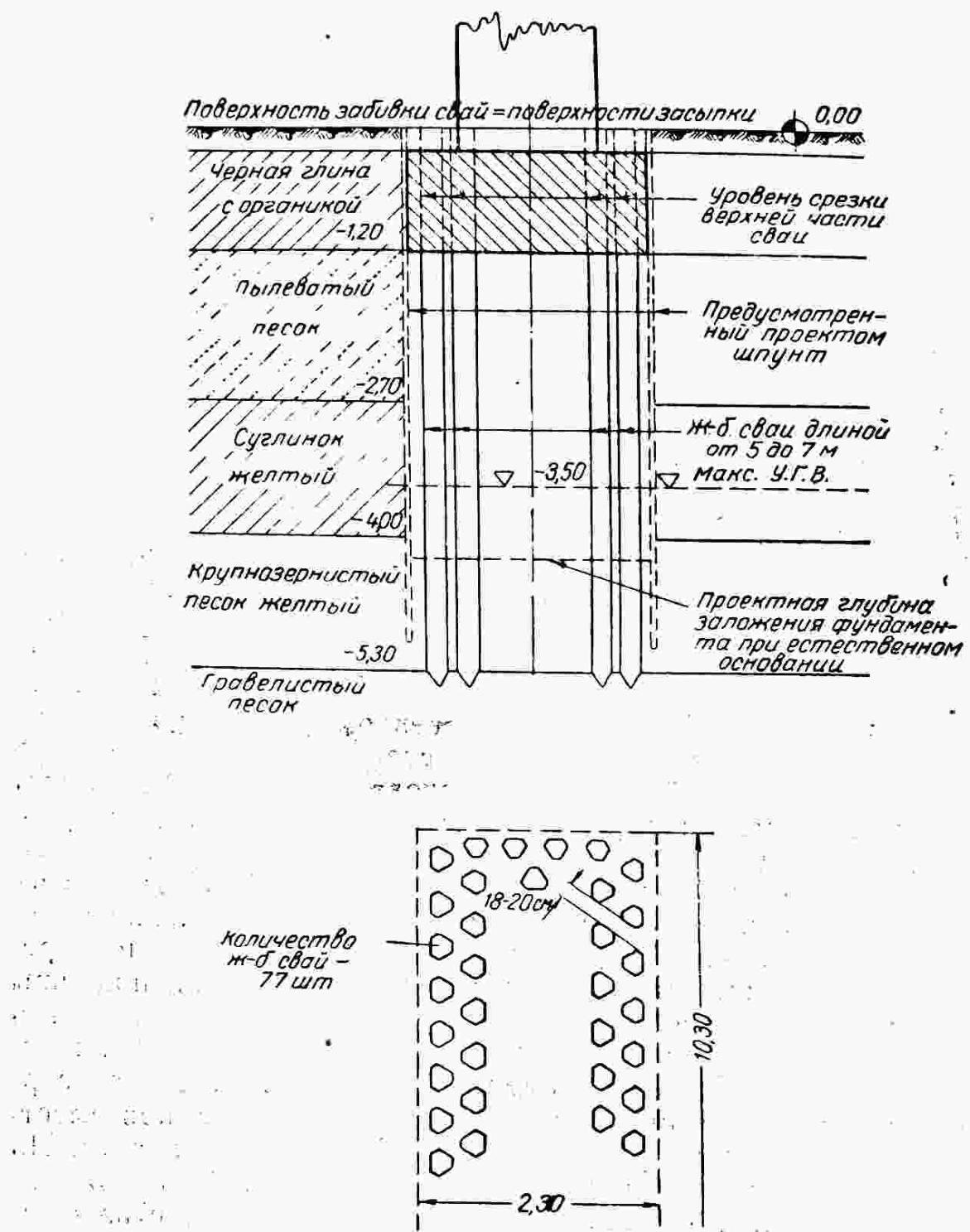


Рис. 57. Проект свайного основания одного промышленного объекта

ли в смете был предусмотрен вполне достаточный объем работ, составлявший в денежном выражении значительную сумму. Перед началом работ строительная организация с целью рационализации этого способа возведения фундаментов предложила вместо ограждения металлическим шпунтом и устройства естественного основания с открытым водоотливом обосновать фундаменты на железобетонных сваях, забитых на глубину 5—7 м до залегающего ниже слоя крупнозернистого песка. Вследствие высокой стоимо-

сти ограждения котлованов металлическим шпунтом представить при этом получаемую экономию не представляло никакого труда и созванная для решения этого вопроса комиссия высказалась, в конце концов, за принятие свайного основания.

Однако план размещения свай под отдельными фундаментами был выполнен весьма своеобразно. Вместо равномерного распределения по площади основания, сваи фактически были расположены по периметру подошв фундаментных массивов, так что расстояние между гранями размещенных в два ряда свай в некоторых местах составляло всего 18—20 см (рис. 57 и 58). Размещение свай в виде шпунтового ограждения обосновывалось тем, что масса грунта, окруженная сваями, будет участвовать в принятии нагрузки, и благодаря этому снизится величина осадки.

Несостоятельность такого объяснения состояла в том, что в окруженном сваями грунте в лучшем случае может произойти осадка вместе со сваями, а создающееся при этом положение ничем не лучше, чем при естественном основании. В худшем, однако, случае зажатый сваями грунт, под воздействием нагрузки, подвергается большему сжатию, чем сваи, что передает сваям дополнительную нагрузку вследствие значительного отрицательного трения по поверхностям свай. Последствием слишком большой близости соседних свай было то, что во время забивки несколько свай было сломано, а большое количество вообще нельзя было забить до проектной глубины (рис. 58).

Под фундаментами с площадью основания $2,3 \times 10,3$ м должны были быть размещены 77 свай. Такое большое количество свай было обусловлено чрезмерной осторожностью при расчете несущей их способности. С целью снижения осадки до минимума, при пробных нагрузках исходили из меньшей величины предела пропорциональности. Расположенные близко друг к другу сваи передавали несущему грунту под остриями свай настолько значительные напряжения, что его сжатие не могло быть меньше, чем при осадке под первоначально запроектированным фундаментом на естественном основании. В том, что сваи забивались на слишком малом расстоянии друг от друга, можно было убедиться путем пробных нагрузок. Такой нагрузке были подвергнуты не отдельные сваи, а кусты, состоявшие из 10 шт. При этом было установлено, что несущая способность отдельных свай больше, чем приходящаяся на одну сваю в кусте. Это также указывает на слишком близкое размещение свай одна к другой и на их неправильное распределение в плане.

При данных условиях фундаменты могли быть построены без ограждения металлическим шпунтом, с простым открытым водоотливом и на естественном основании. Если бы не последовало упомянутого выше сокращения срока строительства и принуждения вести работы бесперебойно, независимо от таких обстоятельств как погода или уровень воды, то можно было обойтись без забивки свай и выполнить строительство фундаментов дешевле и более экономично по первоначальному проекту фундаментов.

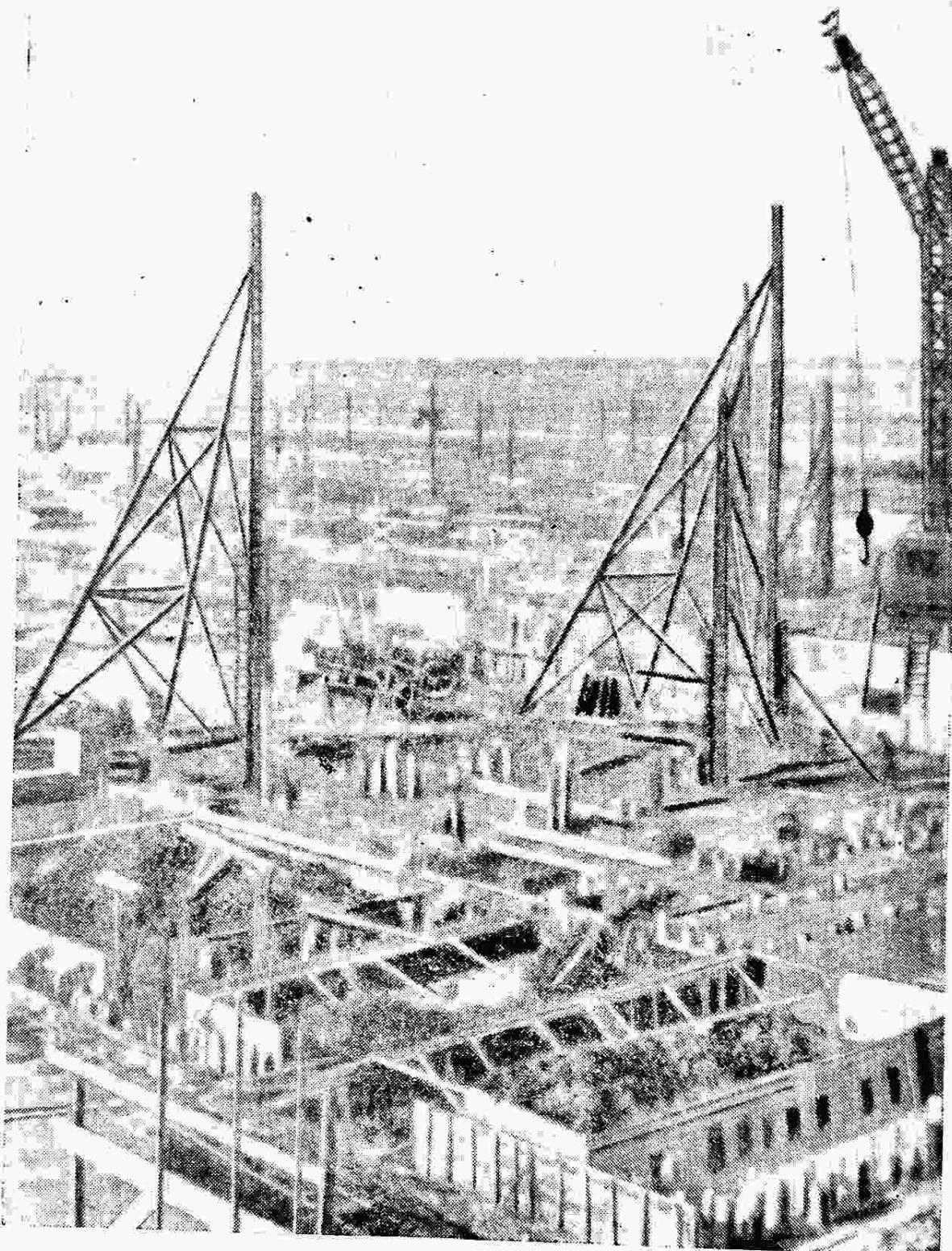


Рис. 58. Забивка свай для фундаментов стоек (на переднем плане, с правой стороны видны сваи в два ряда в виде шпунта)

дирования на естественном основании. Что касается примененного размещения свай в виде шпунтового ограждения, то оно является в принципе необоснованным и неуместным, так как сваи предназначались не для поддержания боковых стенок котлована, а для передачи давления на залегавшие глубже и обладавшие большей несущей способностью слои грунта.

Такая же принципиальная ошибка в размещении свай произошла при строительстве одного будапештского пятиэтажного жилого дома. Вблизи берега Дуная, с пештской стороны, строился современный жилой дом железобетонной каркасной конструкции. Здание размещалось на насыпи высотой 5 м и, так как заложение фундаментов непосредственно в толще насыпи не представлялось возможным, были забиты конические сваи системы Штерна до подстилавшего песчано-гравелистого грунта с устройством за-бетонированного ростверка.

Балки междуэтажного перекрытия были уложены в направлении, указанном штрих-пунктиром на рис. 59, и опирались на средние капитальные стены K и наружные капитальные стены Sz . При распределении свай это не было учтено и под торцовыми стенами H сваи размещались так же, как и под наружными капитальными стенами Sz . После действия полезной нагрузкой возникла разность осадок стен; несущие меньшую нагрузку торцовые стены H имели фундаменты такого же размера, как наружные стены Sz . Естественно, первые имели меньшую осадку, чем последнее. Влияние разности осадок давало себя больше всего чувствовать в первом этаже, т. е. ближе к подошве фундамента. Благодаря жесткости здания вышерасположенные этажи оказались менее чувствительными к разностям осадок. Прежде всего, в результате разности осадок стен произошел перекос балок перекрытия, а также имела место деформация в заполнении в торцовых стенах и образование в них трещин (рис. 59).

Приведенный случай показывает, что аварии могут произойти и в тех случаях, когда фундаменты проектируются на прочность без учета точного распределения нагрузок. Принятие в расчет только собственного веса и постоянной нагрузки — недостаточно, необходимо также учитывать дополнительные напряжения, вызываемые полезной нагрузкой.

Восьмиэтажное жилое здание нового жилого комплекса было возведено на свайном основании. Исследование грунта буровыми скважинами не было выполнено, так как предполагалось, что грунты под новым зданием залегают так же, как и под ранее построенным соседним домом. На основании ранее приобретенного опыта, бойку свай производили до тех пор, пока величина погружения сваи от последнего залога не превышала 3 см (рис. 60, кривая 1). Однако использованные для этой цели забивные же-лезобетонные сваи имели различную длину, которая колебалась в пределах от 5 до 7 м. В ходе забивки свай было замечено, что среди длинных свай попадались такие, у которых кривая погружения в грунт сперва становилась более пологой, а затем, когда

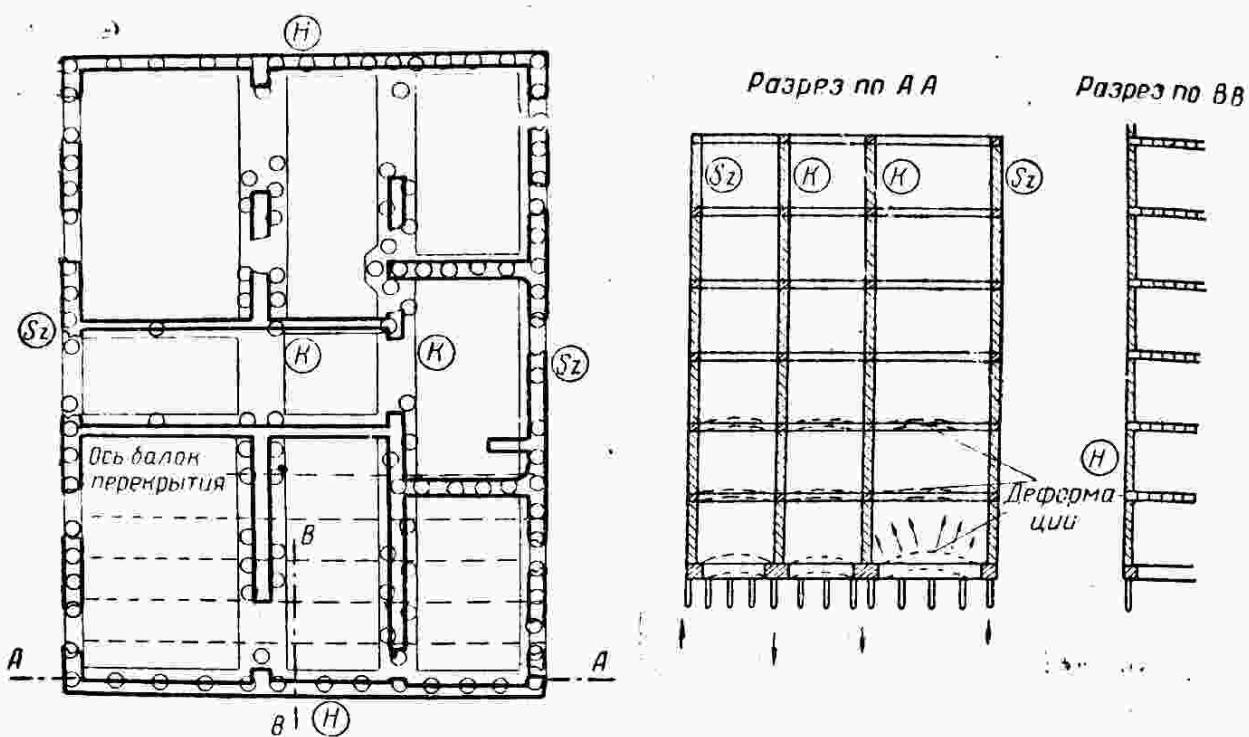


Рис. 59. Неправильное расположение свай под жилым домом и возникшие вследствие этого деформации

Геологический разрез		$\pm 0,011$
Мелкозернистый песок		$w=6\%$ $\varphi=30^\circ$ $K_d=1,82$
-1,50 серый		
Горфянистый грунт		$w=150-220\%$
-3,00		
Пылеватый песок серый		$\varphi=18-26^\circ$ $K_d=3,5-35$
-4,75		
Гравелистый песок		$\varphi > 30^\circ$ $K_d=20-38$ $\varepsilon=0,63$
-6,50		
Разнозернистый песок серый		$\varphi=23-33^\circ$ $K_d=1,6-3,2$ $\varepsilon=0,84$
-10,0		
Песок с включением валунов		$K_d=40$ $\varepsilon=0,56$

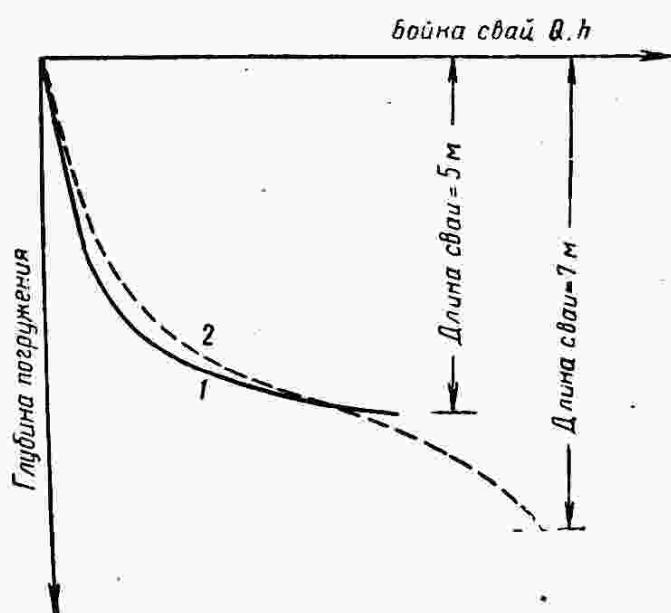


Рис. 60. График погружения свай под центральным зданием жилого поселка и геологический разрез грунта

результаты бойки приближались к предусмотренной величине отказа и предстояло ее прекращение, осадка снова возрастала и чить забивку длинных свай не представлялось возможным, так как с имеющимся копром бойку свай возможно было производить лишь до глубины 9 м. Поэтому забивку длинных свай пришлось бы вести ниже уровня грунтовых вод и вследствие этого она была прекращена. Однако величина осадки свай в это время все еще оставалась значительно больше предусмотренной величины отказа (рис. 60, кривая 2).

Дополнительно заложенными скважинами было установлено, что на глубине около 6 м от дна котлована залегает водоносный слой рыхлого, склонного к разжижению разнозернистого песка с однородным гранулометрическим составом (коэффициент неоднородности $K_d = 2,5$, $\phi = 33^\circ$, пористость $n = 40 - 45\%$), легко подвергающегося под воздействием нагрузки боковому сдвигу. Проведенные наряду с этим пробные нагрузки показали, что сваи длиной 5 м, опирающиеся на плотные, гравелистые песчаные грунты толщиной от 1 до 1,5 м ($\phi = 35^\circ$, $K_d = 20 - 35$, $n = 38 - 39\%$), имеют несущую нагрузку 80—85 т, а длинные сваи, забитые на 6—7 м, имеют несущую нагрузку всего 40—60 т.

Приведенный пример показывает, что при достижении остриями свай глубоко залегающих рыхлых или слабых грунтов давление передается на них и вызывает их перенагрузку. Это значит, что и в случае устройства свайного основания необходимо предварительно производить геологические изыскания и следить за тем, чтобы нижний конец свай оставался на достаточном расстоянии от рыхлых и слабых слоев грунта.

Технически неправильное выполнение заложения фундаментов может иметь аварийные последствия не только при применении свайного основания, но и при любом другом способе фундирования. Примером этого является случай с наплавным ящиком береговой стенки одного дунайского порта, поперечный разрез которой приведен на рис. 61, а. Для ее устройства были применены пустотные, закрытые снизу наплавные ящики шириной 12 м и длиной 10 м. Ящики были изготовлены на берегу или вернее в камере одного судоходного шлюза, до высоты ребра, образующего заднюю стенку. После этого они были спущены на воду и буксированы к месту строительства. Внутренние камеры ящиков заполнялись водой и опускались в заранее подготовленные драгированием направляющие траншеи глубиной от 1 до 1,5 м. Ввиду того, что у таких наплавных береговых стенок особенно чувствительным местом является устойчивость против сдвига, проектировщики специально предусмотрели перед опусканием ящика засыпку дна траншей слоем щебня толщиной 1 м. Этим путем повышалось удельное трение между подошвой ящика и основанием. Действующие со стороны берега горизонтальные давления от грунта и полезной нагрузки воспринимаются исключительно сопротивлением трению грунта, так как пассивное сопротивление грунта не

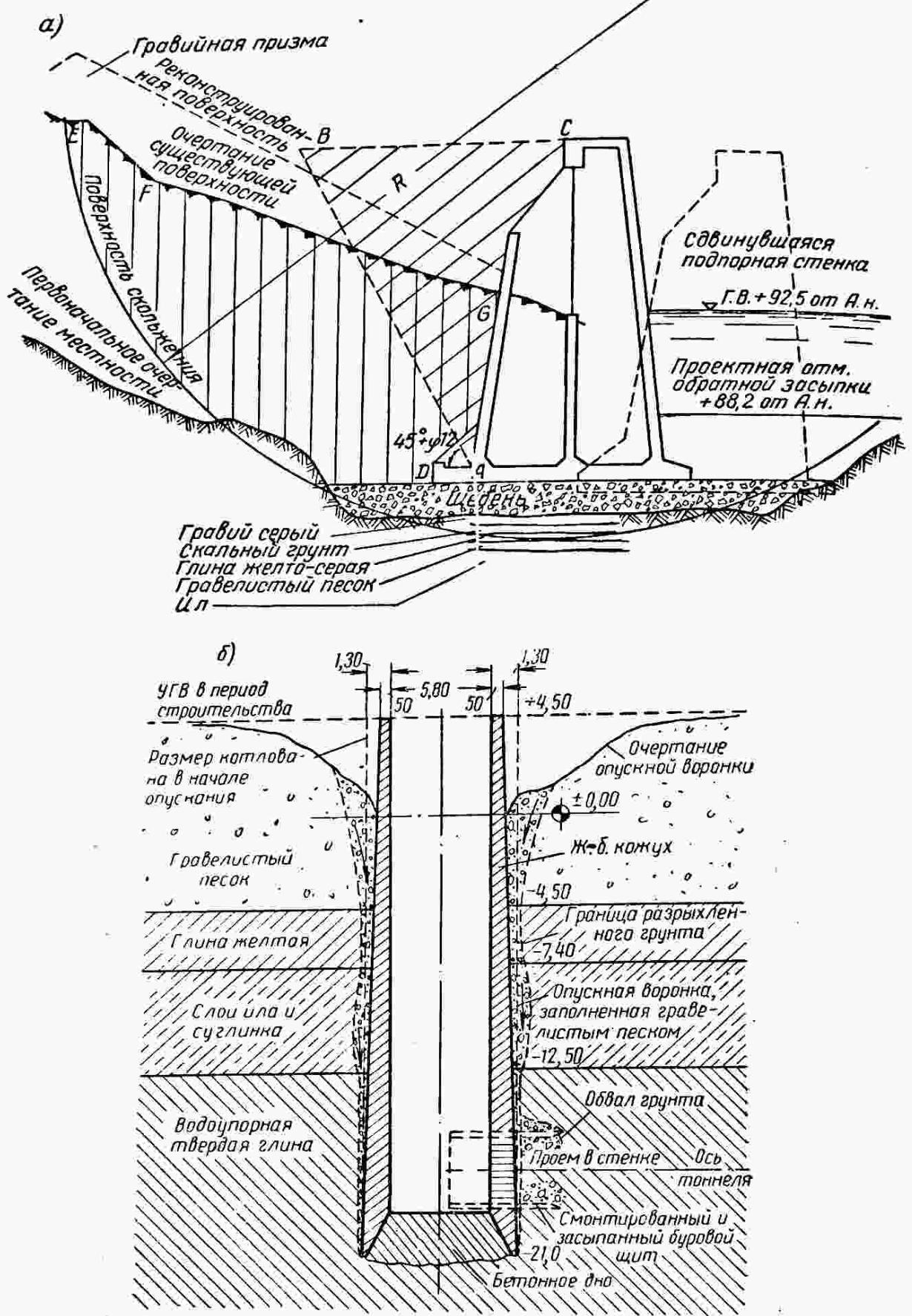


Рис. 61. Аварии колодцев

а — смещение наплавного колодца береговой подпорной стены в Дунайском порту;
б — опускание берегового колодца у тоннеля коммунального сооружения

может быть принято в расчет ввиду незначительной глубины направляющей траншеи и рыхлости обратно засыпанного грунта. Когда наплавные ящики были погружены и половина береговой стенки, имеющей длину 520 м, уже была сдана в эксплуатацию, на еще незаконченном участке стенки длиной около 200 м вперед, достигшее максимальной величины 5,5 м. Обследованием, проведенным экспертной комиссией, и наблюдениями во время восстановления подвергшегося сдвигу участка было установлено, что дно направляющей траншеи на этом месте подстилается чрез слоями глины (рис. 61, а), которые к тому же находятся под воздействием направленных снизу вверх напорных вод. На поверхности этих слоев сопротивление трению было значительно меньше, чем у поверхности подушки из щебня, несмотря на то, что нормальная сила увеличивалась за счет давления слоев, лежащих выше глинистого грунта.

Небольшой уклон естественной поверхности местности за стенкой и во время работ и до их начала был покрыт илистым наносом реки, имевшим в высшей степени малый угол внутреннего трения и образовавшим естественную поверхность скольжения. В таких условиях была выполнена отсыпка задней пазухи стенки. С задней стороны береговой стенки при благоприятном уровне воды и вне призмы скольжения активного давления грунта складывался гравий в виде призм высотой от 6 до 8 м. Гравием из этих кавальеров с помощью небольших экскаваторов производили засыпку за стенкой. Таким образом, в быстро отсыпанном на скользкую поверхность земли сыпучем гравии должно было возникнуть активное давление, аналогичное давлению жидкости, в значительной мере превышавшее расчетное. Для консолидации было недостаточно времени и вследствие этого не могло образоваться более или менее значительное внутреннее сопротивление сдвига. На скользком склоне берега и на поверхности залегающего вблизи слоя глины создалась, таким образом, совместная поверхность обрушения и вдоль этой поверхности и произошел сдвиг всей массы, несмотря на то, что в самой засыпке, нагрузившей стенку, давление из состояния равновесия перешло благодаря перемещению в активное давление.

Разность в величине сместившихся масс грунта видна из сравнения наклонно-заштрихованной на рисунке площади *ABC*, отвечающей принятому в основу расчета активному давлению (рис. 61, а) с площадью фактического сдвига *DEFGA*, заштрихованной на рисунке вертикально. Наряду с этим выяснилось, что на месте смещения стенки ширина направляющей траншеи была больше, чем это требовалось и, таким образом, под опущенными ящиками стенки оказалась широкая лента засыпного неплотного щебня, фактически не имевшего пассивного сопротивления. Это подтвердились при восстановлении береговой стенки, так как после того, как сместившуюся часть подняли и отбуксировали,

ло установлено, что щебеночная подушка деформировалась в направлении русла.

При восстановлении стенки буферный гравийный слой был заменен исключительно щебеночным слоем по каменной наброске из крупного камня. С задней стороны стенки была уложена с уклоном в 45° в виде клина каменная наброска, имевшая большой угол трения и уменьшившая давление грунта на 32%. После этого отсыпка грунта производилась в интервалах по 48 час. слоями высотой 1 м, с заливкой водой. Одним из существенных условий было — воспрепятствовать заполнению пустот песком и гравием в каменном клине, предназначенному для снижения давления, так как это могло повлечь за собой уменьшение угла внутреннего трения и способствовало бы увеличению давления на стенку. Для защиты каменной наброски от такой кольматации она была покрыта слоем фильтра с уменьшающимся в направлении насыпи диаметром частиц. Было также дано указание, чтобы интервал между отсыпкой нижней щебеночной подушки и опусканием колодца не превышал трех дней. Работы по восстановлению стенки все еще продолжаются.

В последнее время были замечены смещения также и на эксплуатируемых участках, вызванные в основном перегрузкой складской площадки массовыми грузами. Воздействие этой нагрузки совершенно аналогично воздействию кавальеров гравия, вызвавших аварию.

Отрицательные последствия неправильно выбранного способа выполнения работ проявили себя при опускании и изготовлении одного из береговых колодцев у подводного тоннеля коммунального сооружения (рис. 61, б). Этот случай является примером возможных ошибок при заложении крупных открытых колодцев прямоугольного или окружного сечения. Колодцы должны были быть опущены от горизонта грунтовых вод (на отметке +4,5) приблизительно до отметки — 21 так, чтобы верх тоннеля имевшего внешний диаметр 3,85 м, был покрыт по крайней мере на 3—4 м водоупорным слоем твердой глины. Как это показано на рис. 61, б, над нижним пластом глины залегают чередующиеся слои пылеватых песчаных и глинистых грунтов, общей толщиной от 7 до 8 м, выше которых имеется слой песчано-гравелистого грунта высокой влажности толщиной от 9 до 10 м.

Внутренние размеры прямоугольного колодца в свету составляли $4 \times 5,8$ м, а толщина стенок по всей высоте, достигавшей 25 м, увеличивалась постепенно книзу от 0,5 до 1,3 м. Этот уклон стенок был необходим для облегчения погружения колодца. Однако опускание с подводным вычерпыванием грунта удалось выполнить только до глубины залегания более связных слоев грунта, в которых вследствие все более возраставшего поверхностного трения пришлось прибегнуть к открытому водоотливу и постепенно увеличивающемуся подрезу грунта под ножом колодца. Погружение колодца в сильной степени затруднялось тем, что оказавшийся слишком слабым нож колодца согнулся и смялся и его

пришлось в очень тяжелых условиях вырезать автогенным аппаратом. Сопротивление ножа после этого еще более увеличилось.

Откачка воды насосами вызвала передвижение вдоль стенок колодца из верхних слоев вниз потока грунтовых вод, увлекавшему колодца. Вследствие этого на поверхности вокруг колодца образовалась просадка грунта, достигшая нескольких метров и создавшая около него конус разрыхления диаметром от 20 до 30 м. С помощью усиленной откачки воды и подреза грунта под ножом, а также загрузки сверху грузом в несколько сот тонн проектную глубину и закрыть донной плитой. Второй колодец не удалось погрузить на проектную отметку даже после применения всех этих мер и последний участок на высоту 4,5 м пришлось снизу подмировывать.

В связи с тяжелыми условиями опускания колодца произошло образование вокруг него воронки значительного размера, заполнившейся наплывшим в нее гравелистым песком. Воронка пересекла имевшийся на пути колодца водоупорный слой глины. Имея в виду производство дальнейших работ, для прекращения потока верхних вод сверху вниз необходимо было произвести через стени колодца инъектирование цементного раствора в воронку. Однако сделать это не удалось, так как служащие для этой цели трубы не были своевременно заделаны в стени, а с учетом условий, создавшихся после погружения колодца, пробивать в стенах густую сетку отверстий для трубок уже не представлялось возможным. Это привело к тому, что после установки на дне колодца бурового щита, когда стена колодца была в этом месте пробита в горизонтальном направлении, под воздействием вновь начатого открытого водоотлива произошел обвал наплывшей в образовавшуюся воронку песчано-гравелистой смеси, которая сразу же погребла под собой буровой щит и сделала невозможным продолжение работ.

Описанный выше случай показывает, что наиболее благоприятной для погружения формой основания колодцев является круг. Прямоугольная или квадратная форма основания колодцев вызывает большие затруднения при их опускании и сопровождается усиленным образованием опускных воронок. Кроме того, конструкция ножа и его заделка в стени должны быть возможно прочнее, в особенности при прохождении через глубоко залегающие твердые грунты. И, наконец, необходимо учитывать образование опускной воронки, которая при погружении с открытым водоотливом увеличивается в размерах и проникает в пласты, бывшие первоначально водоупорными.

С учетом приобретенного опыта, на той же рабочей площадке были погружены еще два аналогичных колодца, но теперь уже с основанием в виде круга, с меньшим уклоном стенок и прочно заделанным ножом, так что работы были выполнены без особых затруднений или излишнего напряжения.

4. ОШИБКИ, ЯВЛЯЮЩИЕСЯ РЕЗУЛЬТАТОМ НЕПРАВИЛЬНОГО ВЫПОЛНЕНИЯ РАБОТ И ПРИМЕНЕНИЯ НЕДОБРОКАЧЕСТВЕННЫХ МАТЕРИАЛОВ

Принцип экономии материалов и их лучшего использования заставляют в современном проектировании принимать в основу расчета более высокие значения допускаемых напряжений. Издаваемые на основе этого верного принципа технические условия на проектирование венгерские проектировщики и проектные институты, может быть и с чувством некоторого опасения, но все же выполняют. Контроль над выполнением проектировщиками этих технических условий не представляет особых затруднений.

В связи с нормированием проектирования были выработаны технические правила на производство строительных работ. Однако в этом последнем случае контролировать выполнение технических правил значительно труднее.

В прежние времена конструктивные части сооружений рассчитывались с большим запасом прочности и в то же время для строительных материалов (древесина, металл, камень и т. п.) были установлены весьма низкие пределы допускаемых напряжений. Для изготовления бетона из чрезмерной осторожности была принята очень высокая дозировка цемента, несмотря на то, что цементные заводы поставляли всегда одинаковый и высококачественный цемент. При таких условиях конструкции сооружений выполнялись с коэффициентом запаса, во много раз превышавшим теперешний. Таким образом, если при выполнении работ по изысканиям, при проектировании или позже — при производстве строительных работ, допускались ошибки в результате более низкого уровня строительной науки или несовершенства методов фундирования, а иногда и просто по небрежности, то отрицательные последствия всего этого покрывались многократным коэффициентом запаса.

Совсем иначе обстоит дело теперь. Наука создала в настоящее время более жесткие условия для современного проектирования, ввела новые методы фундирования, новые вспомогательные средства для строительства, а механизация обеспечила возможность производства и тех работ, которые раньше считались невыполнимыми. Наряду с этим, однако, на основании строгих правил и инструкций было проведено снижение коэффициента запаса. Поэтому даже и незначительные отступления от технических условий, или возникновение каких-либо непредвиденных обстоятельств могут повлечь за собой тяжелые последствия для сооружаемого объекта.

Положение проектировщиков и производителей работ в настоящее время имеет большие преимущества по сравнению с положением их предшественников. Раньше знания и опыт могли и должны были приобретаться лишь многолетней практикой. В настоящее время нормативные технические условия и изданные в течение последнего десятилетия многочисленные справочники да-

ют проектировщику, и в особенности производителю работ, необходимые сведения о том, как нужно строить. Само собою разумеется, что выполнять работы высококачественно только с помощью книг невозможно. Ясно, что строительная практика необходима и в настоящее время. Однако бесспорно, что при производстве работ большая часть ошибок допускается сейчас или из легкомыслия, или по незнанию, или же в недопустимой погоне за большими показателями выполнения работ в ущерб их качеству. Мы должны приучать своих рабочих и руководителей к точному и добросовестному выполнению технических условий; тогда количество допускаемых ошибок и строительных аварий в значительной степени уменьшится.

Обычные источники ошибок

При производстве работ в отношении качества чаще всего допускаются следующие ошибки:

а) При бетонировании конструкций. Вследствие небрежно выполненного уплотнения бетонной смеси в бетонном массиве нередко образуются гравийные гнезда. Для таких объектов, как например, насосные станции на пойме, которые согласно современным правилам проектируются без металлических труб, с железобетонными напорными трубопроводами, приведенная выше ошибка может иметь очень большое значение и ее исправление требует значительных затрат.

При бетонировании не соблюдается необходимое время выдержки бетона во влажном состоянии. Это может иметь особенно опасные последствия для тонкостенных бетонных конструкций.

Иногда фундаментные плиты сооружений бетонируются под водой с открытым водоотливом. При этом, во-первых, вымывается цемент, разделяется по фракциям инертный заполнитель с оседанием вниз гравия, а, во-вторых, разрыхляется грунт основания. В результате этого получаемый бетон имеет низкое качество и, кроме того, создаются условия для последующих подмывов.

При бетонировании под водой с помощью загрузочной воронки часто случается, что содержащаяся в воронке бетонная смесь не расходуется непрерывно, а целиком выливается на место укладки. Источником серьезных ошибок является укладка бетона под водой отдельными порциями. Это особенно отрицательно влияет на бетонирование набивных свай, так как при прекращении непрерывной подачи бетонной смеси или при преждевременном подъеме обсадной трубы в бетон наплывает грунт, суживающий сечение сваи. Не имеющая требуемой консистенции бетонная смесь дает бетон, обладающий ноздреватостью и низкой прочностью.

б) При устройстве ограждений. Применяемая при забивке металлического шпунта баба иногда не имеет требуемого веса, или же стрела не обладает достаточной прочностью. Последствием этого являются: разрушение шпунтинг, перекосы, вы-

скакивание гребня шпунтина из пазов, просачивание в котлован большого количества воды и во многих случаях наплыв захваченных водою ила и мелких частиц грунта, затем разрыхление окружающего грунта и его обрушение внутрь. Особенно часто все это происходит при применении деревянных шпунтовых ограждений. Сопряжение гребней и пазов в таких шпунтах менее совершенно, и при попадании острия шпунтина на какое-либо препятствие они отклоняются от вертикали и происходит их «выскакивание» из плоскости стенки.

в) При водоотливе. Здесь зачастую имеет место: применение для водоотлива насосов, не отвечающих требованиям или по качеству или по мощности; отсутствие запасных частей, когда вследствие порчи насоса и невозможности его исправления вода снова заполняет котлован. Такие чередующиеся откачки и повторное заполнение котлована водой разрушают подмости, опалубку, снижают прочность и качество бетона или кладки и, кроме того, сопровождаются разрыхлением основания, снижением его несущей способности, вымыванием мелких частиц грунта и появлением ключей в основании.

г) При изоляционных работах. Выполнение изоляционных работ бывает очень часто недоброкачественным. Обычно это — следствие или низкого качества изоляционного материала (глины, битума, толя и т. п.) или же не отвечающей требованием подготовки изолируемой поверхности (выравнивание). Результаты этого — корродирующее воздействие агрессивных вод, инфильтрация воды внутрь подземных сооружений, выщелачивание бетонных стенок.

Снабжение питательной водой промышленных объектов должно обеспечиваться из находившейся вблизи реки. Для очистки воды была построена (рис. 62) система отстойников, состоявшая из четырех бассейнов площадью основания $20 \times 30\text{ м}$. В целях экономии металла отстойники были запроектированы не в виде монолитной железобетонной конструкции, а с отдельно стоящими на самостоятельных фундаментах боковыми стенками, круговым каналом и отдельным дном, считавшимся водонепроницаемым.

Общий вид размещения отстойных бассейнов

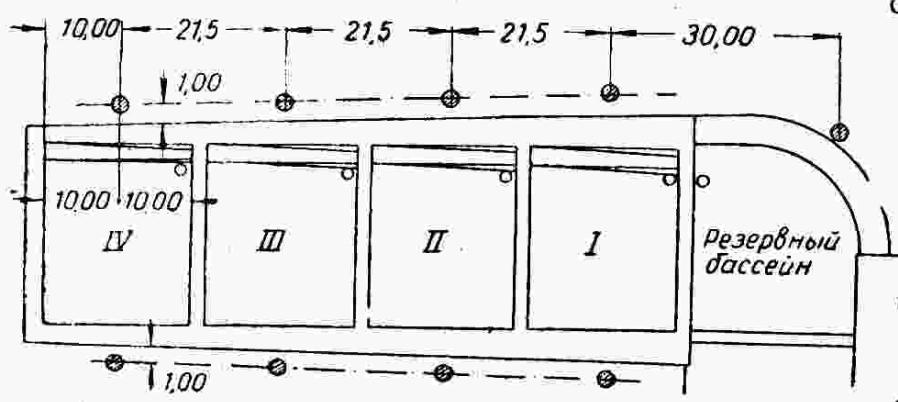


Рис. 62. Общий вид системы отстойников питательной воды

- Смотровой колодец для наблюдением за уровнем грунтовых вод
- Смотровые трубы

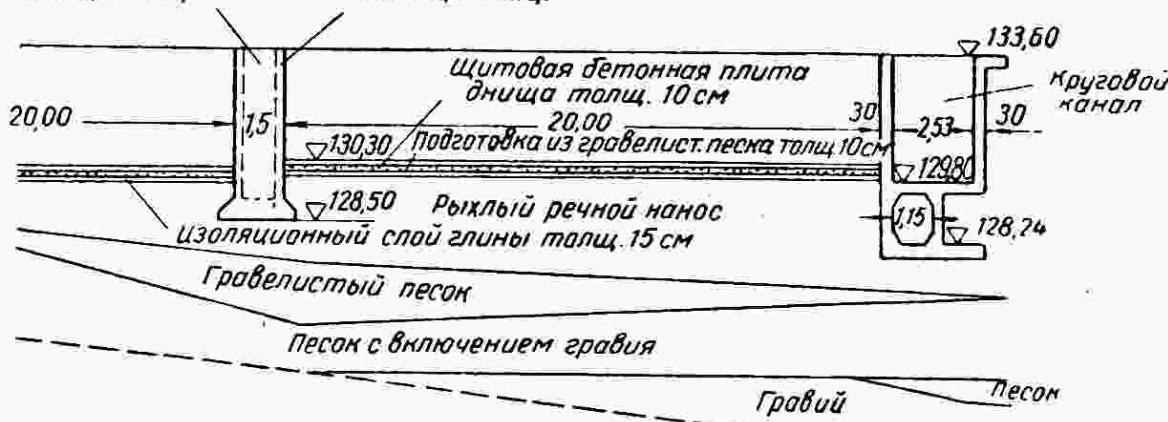
Отстойники были построены на берегу реки, непосредственно на ее отложениях. Прежде всего, были изготовлены бассейны I и II, конструкция которых показана на рис. 63, а. Дно бассейна представляло собой бетонную плиту, аналогичную бетонному покрытию проезжей части дороги, но имевшую толщину всего 10 см и разделенную на панели размером 4×4 м с швами, залитыми битумом. Под плитой находился песчано-гравийный фильтрующий слой толщиной 10 см, под которым в свою очередь был уложен изоляционный слой глины.

Вода из гравийного фильтра отводилась соответствующим образом в направлении кругового канала. Проект не содержал указаний относительно качества водонепроницаемого слоя глины и проектировщик не вел технического надзора за постройкой. После изготовления первые два бассейна были для опробования наполнены водой и при этом, как и следовало ожидать, была установлена утечка воды. Проведенным контрольным обследованием было выяснено, что использованная для изоляции глина не обладала требуемой водонепроницаемостью, не имела при укладке отвечающую требованиям консистенцию и, кроме того, в недостаточной мере уплотнялась. На некоторых местах в слое глины были найдены некачественно выполненные рабочие швы. При таких обстоятельствах донные плиты двух первых бассейнов не-

а) Продольный разрез с дном по первоначальному проекту

бетон сердечника
150 кг/м³ п.ц.

Наружный слой бетона
250 кг/м³ п.ц.



б)

Продольный разрез после исправления дна

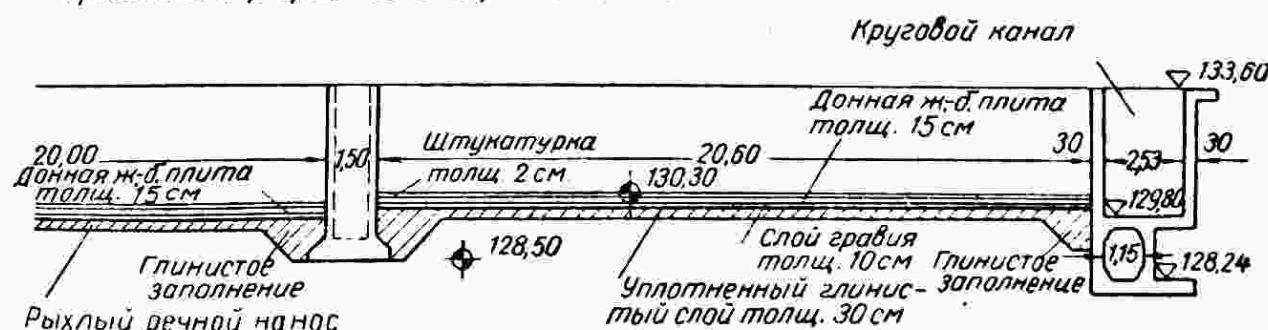


Рис. 63. Разрез отстойника

а — по первоначальному проекту; б — после исправления дна

обходило было удалить и заменить их плитами с более высокими эксплуатационными качествами и более надежными, но такой же примерно конструкции и из тех же материалов. Два еще не начатых строительством бассейна должны были выполняться с соблюдением новой технологии.

Согласно приведенному на рис. 63, б проектному решению, часть грунта на дне котлована была, прежде всего, тщательно уплотнена трамбовками взрывного действия. На подготовленную таким образом поверхность укладывалась слоем толщиной 30 см тщательно отобранныя, отвечающая всем требованиям в отношении водонепроницаемости и обработанная трамбовочной плитой глина с кирпичного завода. В целях придания максимальной водонепроницаемости, глина, имевшая для уплотнения оптимальную влажность, трамбовалась с помощью лягушек. Около швов на подключении к перегородкам и к круговому каналу, слой заканчивался уступом высотой 1 м.

На глину укладывался, как и раньше, слой дренирующей песчано-гравелистой смеси толщиной 10 см, а облицовка дна, согласно новому проекту, представляла собой бетонную плиту толщиной 15 см, армированную металлической сеткой, с меньшим количеством тщательно заполнявшихся швов. Это заполнение состояло в том, что швы на всю глубину заливались битумом, а сверху закрывались выступавшей выпукло битумной мастикой. Поверху армированная бетонная донная плита покрывалась слоем водонепроницаемой штукатурки толщиной 2 см.

Для постоянного наблюдения за потерями воды в фильтрующий гравийный слой каждого бассейна были помещены контрольные смотровые трубы диаметром 80 мм, а для постоянной проверки горизонта внешних грунтовых вод были устроены смотровые колодцы (см. рис. 62). Выполнение работ теперь уже находилось под постоянным контролем инженера, командированного проектным институтом. Внесение в проект приведенных выше исправлений и вторичное выполнение работ оказалось успешным и бассейны выдержали двухлетнюю эксплуатацию без серьезных потерь воды.

Из приведенного примера видно, что применение не обладающей необходимой водонепроницаемостью глины, к тому же недостаточно утрамбованной и обработанной, привело к необходимости переделывать заново донные плиты двух построенных бассейнов, и для достижения большей эксплуатационной надежности объекта его пришлось значительно переделывать. С другой стороны, однако, несомненно также и то, что излишняя смелость в расчетах при проектировании какой-либо новой, более экономной, конструкции, также недопустима. Технология выполнения работ должна быть проектом точно предусмотрена и, что самое главное, производители работ должны придерживаться этой технологии. Необходимо также вести контроль качества выполняемых работ.

ГЛАВА IV

ПОВРЕЖДЕНИЯ В РЕЗУЛЬТАТЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ СТИХИЙНЫХ СИЛ, ВЫЗЫВАЮЩИХ ИЗМЕНЕНИЯ В НАГРУЗКАХ

С точки зрения возведения фундаментов из существующих стихийных сил наиболее важную роль играет прежде всего вода. Изменения величины нагрузок вызываются главным образом весом грунта или, что то же, давлением грунта и давлением воды. Для обеспечения надежности фундаментов и в основном некоторых инженерных сооружений необходимо подвергнуть учету не только те силы, которые проявляют себя в период строительства, но и все их возможные и наименее благоприятные комбинации как в период строительства, так и во время эксплуатации сооружения.

1. ПОВРЕЖДЕНИЯ И АВАРИИ, ВОЗНИКАЮЩИЕ ПОД ДЕЙСТВИЕМ ВОДЫ

Воздействие воды может проявлять себя в самых различных формах. Оно возникает или в виде потока, вызывающего образование подмывов и пустот, или же в форме разрушительных паводковых вод, принимающих в некоторых случаях угрожающий характер и вызывающих размыты. С виду незначительный, медленный поток грунтовых вод в небольших количествах может принести такой же ущерб, как и огромные массы быстродействующих паводковых вод. Разница состоит только во времени, требуемом для возникновения этого ущерба. Приведенные ниже примеры иллюстрируют два крайних по своим последствиям случая.

Здание Главной будапештской таможни (в настоящее время Институт политической экономии) было построено в 1890 г. и покоятся на фундаментной бетонной плите из романцемента толщиной 1,26 м, заложенной на слое пылеватого песка серого цвета толщиной 3,5 м, представляющего собой естественные речные отложения. В 1920 г. в капитальных стенах северо-западной части здания были замечены постепенно увеличивавшиеся трещины, а в половых настилах помещений — просадка, достигавшая нескольких дециметров. Положение становилось угрожающим не только в отношении эксплуатации здания, но и в смысле возможности его обрушения. Состояние здания уже прошло через ту ста-

дию, когда двери и окна перестают закрываться и лопаются оконные стекла.

При обследовании причин этих явлений было установлено, что в грунте под пронизанной сплошной сеткой трещин фундаментной плитой образовались значительные пустоты (см. рис. 65) Бетонная плита подверглась разрушению под действием веса нагружавших ее и оседавших стен и колонн, хотя на этих местах и имелись соответствующие усиления. Пустоты в грунте могли произойти, очевидно, только в результате процесса вымыва грунта, который в свою очередь мог возникнуть лишь при наличии потока грунтовых вод. Движение грунтовых вод в районе русла реки является нормальным явлением, причем при межени оно имеет направление от берега к руслу, а в период паводка — от русла реки к берегу. Скорость потока зависит от кривизны депрессионной кривой ($v = hJ$, рис. 64), которая увеличивается при приближении к руслу реки. Вследствие этого здания, расположенные вблизи берегов рек, находятся в отношении возможных подмывов в самом опасном положении.

Из приведенной на рис. 64 принципиальной схемы видно, что у крупных зданий под стороной, обращенной к реке, кривая имеет большой уклон (J_2) и поэтому скорость потока также будет в этом месте больше, чем с находящейся дальше от реки стороны (J_1 , см. рис. 64). В данном случае, вследствие большого уклона кривой вблизи водотока, существовала возможность возникновения таких скоростей потока, под действием которых вода могла вымыть мелкие частицы из залегающего под фундаментной плитой пылеватого песка и находящихся между отметками ± 0 и $-2,6$ слоев рыхлого песка со свойством плытуна и мелкозернистого песка с включением гравия.

То, что расположенный ближе к Дунаю северо-западный угол здания Главной таможни имел большую величину осадки, чем восточный, объясняется именно этим явлением. Образованию пустот в грунте в приведенном случае способствовало еще и то, что в главном канализационном коллекторе, проходящем по улице Шохаз, появились трещины и просачивавшаяся через них вода в период межени также стекала по направлению к руслу Дуная.

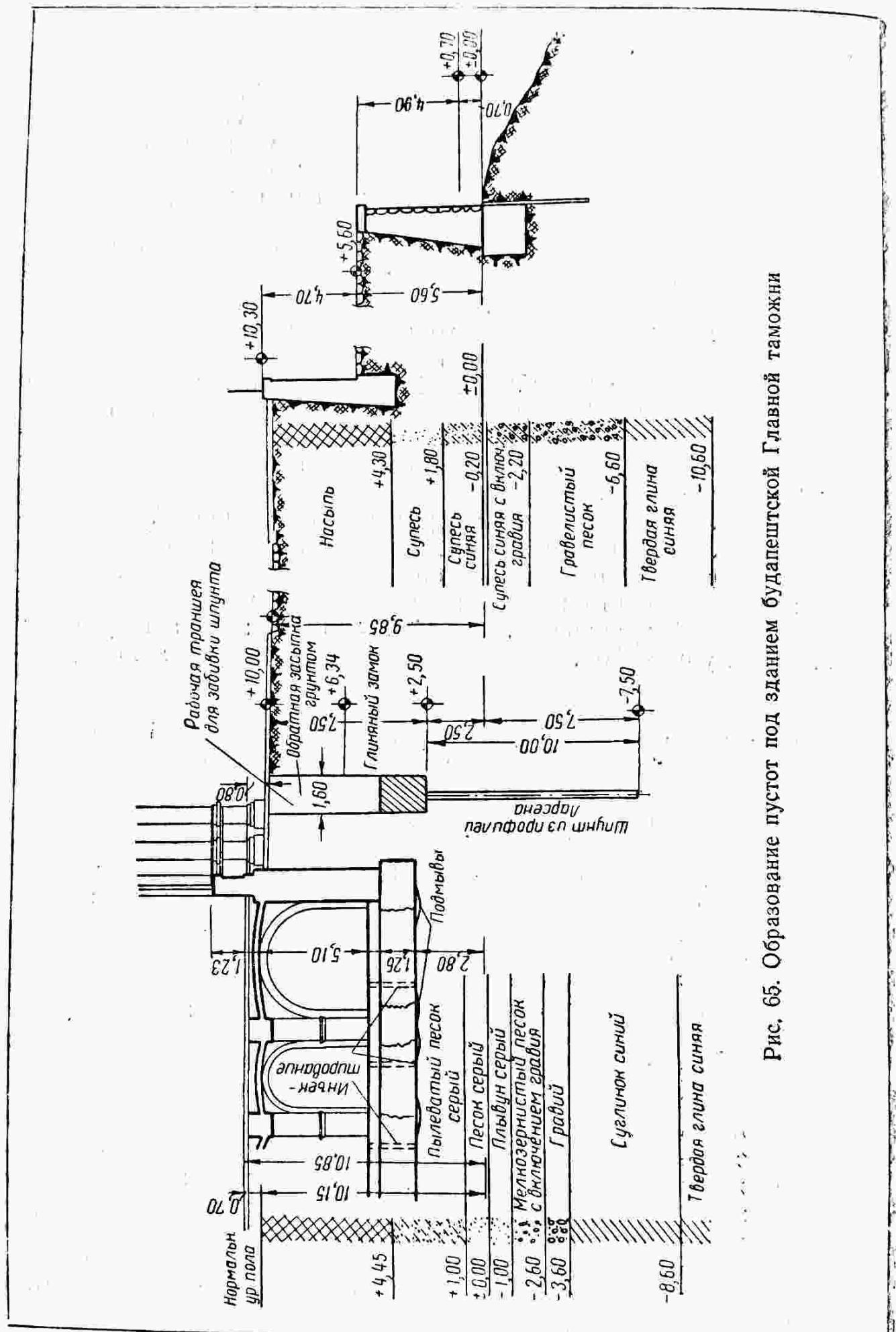


Рис. 64. Изменения в движении потока грунтовых вод под зданиями вблизи берега реки

Согласно проведенным доктором технических наук Яки опытом рыхлые зернистые грунты под действием нагрузки во время колебаний уровня воды подвергаются значительному уплотнению. Вследствие этого осадка должна была произойти даже при отсутствии потока грунтовых вод. Относительное уплотнение e зависит от нагрузки. При какой-то критической величине оно будет максимальным и при меньших или больших чем эта, нагрузках снижается. При непрерывном подъеме уровня воды кривая осадки будет иметь характер аналогичный кривой консолидации; наблюдавшаяся при рыхлом состоянии грунта (коэффициент плотности $D=0,57$) осадка была в 2—3 раза больше, чем при его плотном состоянии ($D=0,88$). Испытаниями было установлено также и то, что для грунта, находящегося в рыхлом состоянии, решающей является осадка, наступающая при первом обводнении и составляющая 90—99% всей величины осадки. Согласно результатам испытаний, относительное уплотнение рыхлого неоднородного дунайского гравия при подъеме воды составило $e_{gr} = 4—5\%$, в то время как для мелкого гравия было отмечено $e_{mp} = 3\%$ и для песка $e_n = 2\%$.

На рис. 65 приведена схема фундаментов здания Главной таможни с геологическим профилем грунта и показаны проведенные в 1930 г. мероприятия по обеспечению устойчивости основания здания. Как это видно на рисунке, со дна вырытой перед зданием рабочей траншеи глубиной 7 м, была забита шпунтовая стенка на глубину 10 м, охватывавшая находившийся под углозой угол здания в виде буквы Г. После забивки шпунта на дне траншеи был уложен водоупорный глиняный замок, а остальная верхняя часть над ним засыпана уплотненным грунтом. Пустоты под фундаментной плитой были заполнены путем инъектирования цементного раствора. Бетонная плита была через пол подвального помещения пробурена примерно в 200 местах и через эти отверстия, при максимальном давлении от 3 до 4 атм, под подошву плиты было введено 250 т цемента в виде раствора смеси 1 : 3. После проведения всех этих мероприятий дальнейших осадок здания не происходило.

Причины, вызвавшие осадку здания Главной таможни, имели место также и на подпорной береговой стенке нижней погрузочной набережной на Дунае. Построенная в 1880 г. перед зданием Главной таможни, на набережной Вамхаз, подпорная стенка накренилась на участке длиной 160 м в сторону Дуная, причем величина крена у карнизной плиты составила 15—20 см. Как видно из рис. 66, фундамент береговой подпорной стенки на этом участке заложен довольно высоко. Подошва фундамента находится выше нулевого горизонта воды и сравнительно неглубоко забитое шпунтовое ограждение не было в состоянии приостановить поток грунтовых вод и воспрепятствовать вымыванию мелких частиц в русло Дуная. Образованию перекоса стенки способствовало также и то, что каменная наброска, игравшая роль упора и защиты против размыва русла, была с течением времени сама подмыта водой Ду-



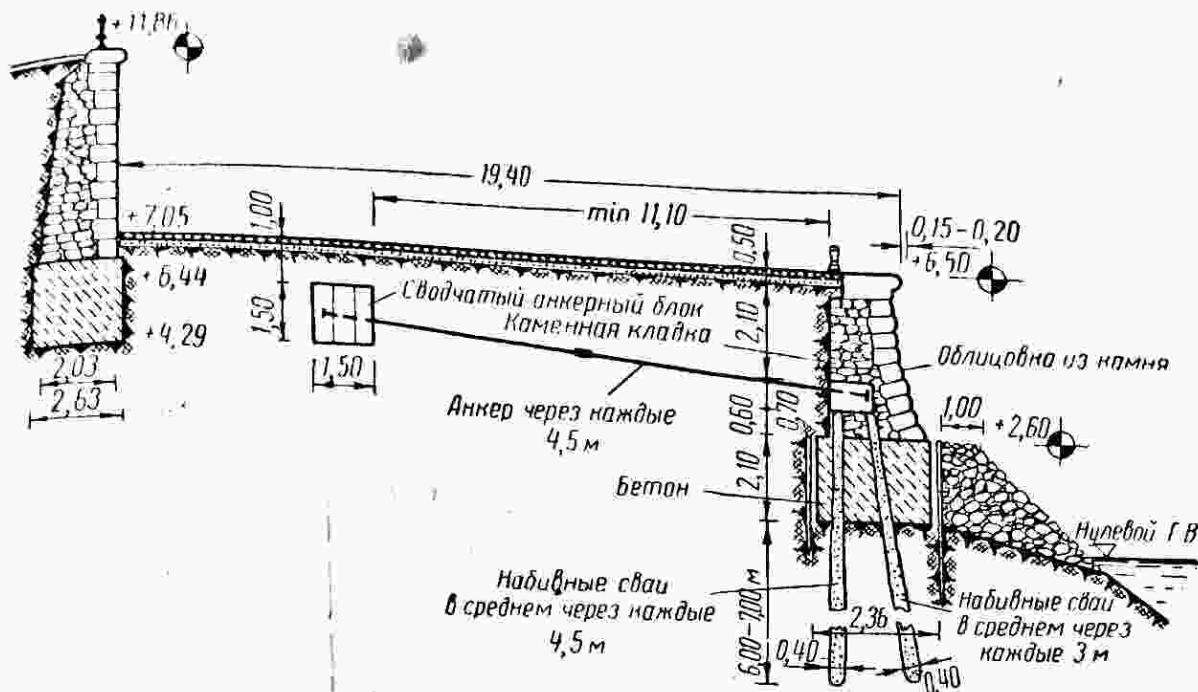


Рис. 66. Усиление береговой подпорной стенки перед Главной таможней

ная. Наряду с этим, под воздействием тяжелого грузового движения по нижней набережной, засыпанный сзади стенки грунт сильно уплотнился и его горизонтальное давление увеличилось. Колебания уровня воды сами по себе вызвали некоторое разрыхление содержавшей органику насыпи за стенкой и это также в конечном результате привело к росту деформации. В 1939 г. для предупреждения дальнейших обрушений и обеспечения устойчивости подпорной стенки на этом участке под подошву фундамента были подведены набивные сваи длиной от 6 до 7 м. Железобетонная ростверковая обвязка, соединившая головы свай, была с задней стороны, через каждые 4,5 м, заанкерована. Это дополнительное усиление фундамента интересно в том отношении, что набивные сваи имели диаметр 40 см и изготовлены способом восходящего раствора. После проведения всех описанных выше работ по укреплению береговой стенки крен прекратился.

Приведенные выше примеры иллюстрируют подмывное действие потока грунтовых вод в тех случаях, когда это вызывается естественными причинами (например, колебаниями уровня воды). Ниже приводится интересный случай, когда имевший опасный характер поток воды поддерживался под одним зданием искусственно.

Водоснабжение общественной бани «Хунгария» производилось из расположенного в подвале здания колодца диаметром 4 м и глубиной 6,3 м от уровня пола подвального помещения. На рис. 67 приведен геологический разрез грунта под зданием, из которого видно, что питание колодца водой происходило из большого слоя гравелистого песка, кровля которого находится ниже пола подвала на 3,5 м. Водообильность указанного пласта общезвестна в этом районе столицы. Приток воды в колодце полностью не используется, так как дневной расход ее составляет 200 м³ и при единовремен-

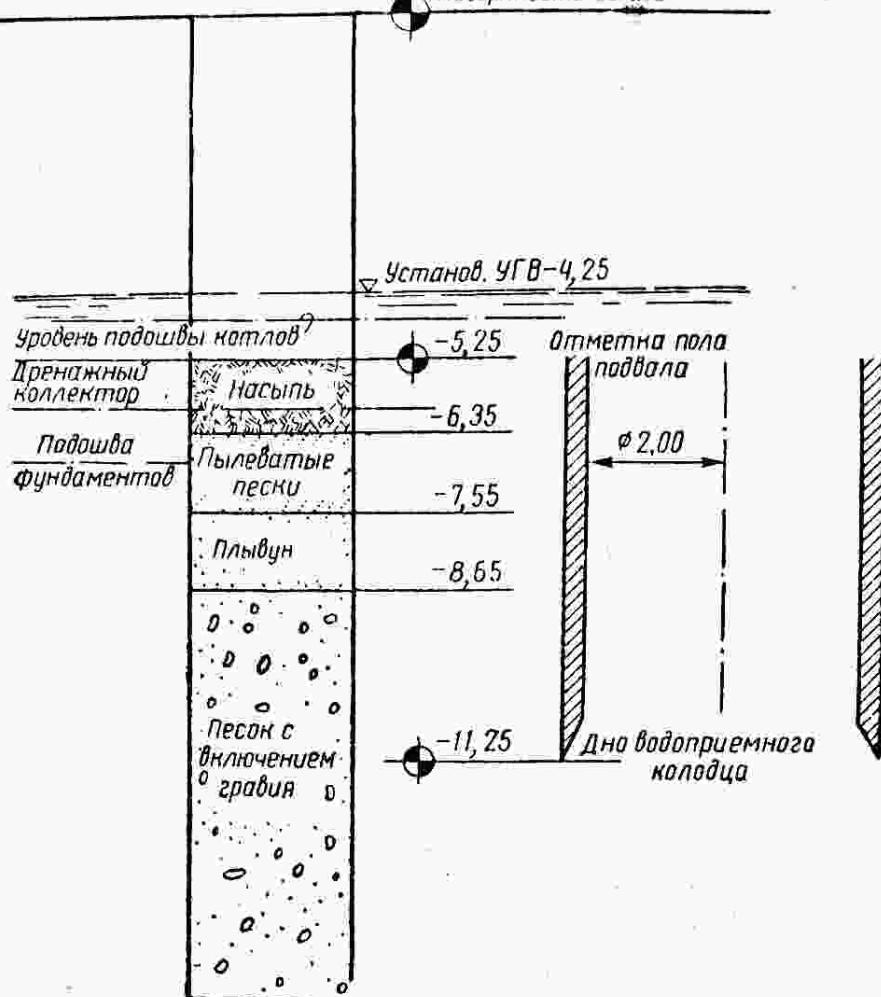


Рис. 67. Расположение коллекторов и водоприемного колодца в подвале бани и геологический разрез грунта

ном еженедельном наполнении бассейнов сверх этого еще дополнительно требуется 250 м³. В прежние времена из колодца снабжался водой также и один плавательный бассейн.

В находящемся рядом с баней здании помещается прачечная которая наряду с баней, а также находившимися вблизи гостиницей и жилыми помещениями, обеспечивалась паром от установленных в подвале бани трех котлов. Вследствие того, однако, что установившийся горизонт грунтовых вод находился на 1 м выше отметки пола подвала, воду, стремящуюся прорваться вверх, приходилось постоянно отводить с помощью сборного коллектора, заложенного в верхнем слое пылеватого песка. Из центрального сборного коллектора круглосуточно откачивалось от 600 до 800 л/мин воды.

В здании уже раньше были обнаружены трещины, указывавшие на наличие неравномерной осадки фундаментов, и в 1929 г. под осевшие капитальные стены было произведено инъектирование цемента, приостановившее временно возникновение дальнейших деформаций. Однако в 1953 г. на некоторых капитальных стенах и в верхнем купальном бассейне были снова обнаружены серьезные деформации в виде трещин. При более внимательном

обследовании причин этого явления было установлено, что в коллекторе происходит за год наплыв от 2,5 до 3 м³ ила, поступающего при откачке грунтовой воды из нижележащих слоев пылеватого песка и плывуна. При вскрытии некоторых фундаментов осевших капитальных стен под ними были найдены подмызы и пустоты значительных размеров, имеющих объем от 0,2 до 0,5 м³, полностью объяснившие причины деформации основания. После выяснения создавшегося положения котлы были перенесены из подвала в другое помещение и коллекторы заполнены с помощью инъектирования раствором. Уровень пола был поднят выше горизонта грунтовой воды, и откачка воды после этого была прекращена.

Такие явления в грунте, как это было описано выше, могут происходить не только под воздействием потока грунтовых вод, причиняющего большой ущерб расположенным над ними сооружениями, но и под действием грунтовых вод в состоянии покоя. В этом последнем случае изменение состояния грунта также может довести до аварийных последствий. Влажность влияет на состояние и сжимаемость почти всех видов грунта. Свойственная глинистым грунтам особая чувствительность к изменению сжимаемости в зависимости от степени влажности общеизвестна. Выше были описаны испытания по методу Яки, доказавшие, что при повышении уровня грунтовых вод в рыхлых зренистых грунтах возникает уплотнение, имеющее характер просадки. Ниже приводится описанный доктором Гуго Лампл совершенно необычный пример, показывающий, какие аварии и какая осадка могут произойти в лессовом грунте при неожиданном доступе к нему ливневых вод.

Построенная в XII веке церковь зирцского аббатства была обоснована на скальных породах. При этом фундаментами были прорезаны лесовые просадочные грунты толщиной 7 м. Фундаменты дополнительно построенного в 1840-х годах здания библиотеки не были доведены до скальной породы, а заложены на 80 см выше, в толще твердого лесса, поддававшегося разработке в сухом состоянии только киркой. В таком хорошем состоянии грунт, очевидно, находился и во время строительства здания. До 1920 г., т. е. в продолжение 80 лет, никаких деформаций не было замечено. В 1930 г., однако, как это позже выяснилось, на пологом склоне перед аббатством, на расстоянии около 150—200 м от здания, был вспахан старый луг для посева на нем весной кукурузы. С наступлением весны, когда началось снеготаяние, талая вода уже не могла стекать, как раньше, по связанным травяным покровом поверхности луга, а целиком просачивалась в лесовой грунт. Дойдя до кровли скальной породы, залегающей на глубине 7 м и имеющей уклон, параллельный рельефу местности, вода продолжала по нему свое движение в направлении зданий аббатства, расположенных на пути к протекающей здесь речке. Оставшийся в течение 80 лет сухим и твердым лес подвергся замачиванию и в обоснованном на нем здании библиотеки возникли деформации

в результате осадки. Оно отделилось от здания церкви и на многих местах лестничной клетки в выполненных из красного мрамора ступенях образовались трещины.

Этот случай — типичный пример неожиданного возникновения аварийного состояния, которое может произойти в результате изменения состояния прилегающей местности или внесения изменений в способ устройства фундаментов.

Одной из причин описанного в предыдущей главе оползня наклонной стенки котлована было уничтожение леса на прилегающей местности. При этом не только прекратилась связывающая и укрепляющая роль корневой системы и растительности, но был открыт свободный доступ воде в коллоидальные пустоты грунта. Вследствие этого увлажненный грунт полностью потерял свою устойчивость на сопротивляемость сдвигу.

Для прекращения дальнейших деформаций перед зданием был заложен дренажный канал, дно которого достигало скальной породы. Дренаж огибал здание аббатства и отводил собранную им воду самотеком в речку. В целях укрепления самого здания колонны, на которых оно покоятся, были усилены охватывающим их со всех сторон железобетонным поясом и таким путем давление на грунт было снижено с $5 \text{ кг}/\text{см}^2$ до величины менее чем на $1 \text{ кг}/\text{см}^2$, т. е. давление было по существу перенесено на скальную породу. После этого осадка прекратилась. Грунтовые воды не появлялись больше ни в подвале, ни в помещениях под церковью. В смотровом колодце, заложенном в подвале до кровли скальных пород, появления воды также не наблюдалось.

Серьезная авария, явившаяся также последствием увлажнения лессового просадочного грунта, произошла со зданием Геологического института Белградского университета. Как это видно из приведенной на рис. 68 схемы, трехэтажное, Т-образное в плане, здание института было заложено на лессовом просадочном грунте толщиной 10 м. Продолжительное время никаких деформаций в здании не наблюдалось, но затем неожиданно было

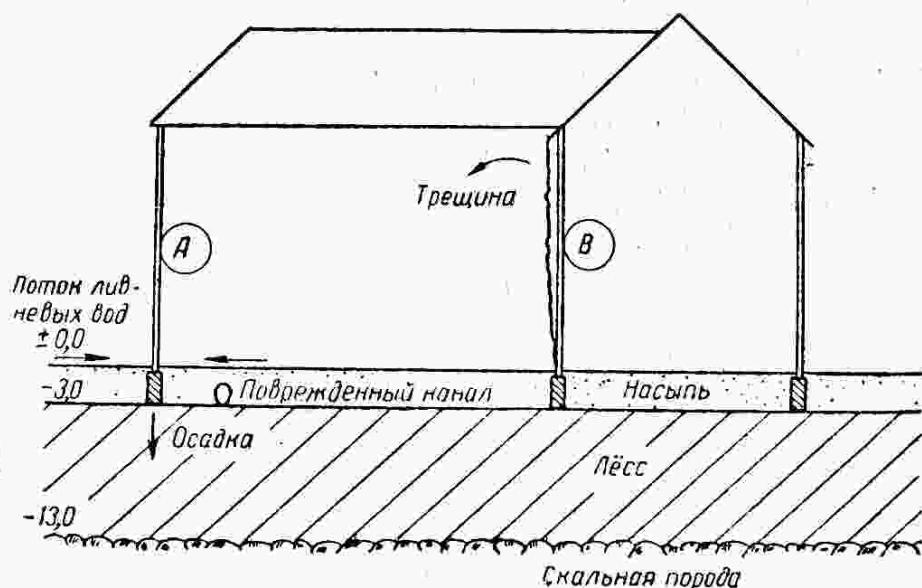


Рис. 68. Осадка здания Геологического института в Белграде

обнаружено, что внешняя сторона крыла *A* дала сильную осадку, измерявшуюся в дециметрах. Одновременно с этим, на стесильно раскрыты и распространявшиеся кверху трещины. Контрольным обследованием было установлено, что ливневые воды с прилегающей проезжей части улицы и со двора стекали в направлении стены *A*, в то время как сборный коллектор оказался поврежденным. Хлынувшая из него вода увлажнила лессовый просадочный грунт, который под воздействием нагрузки начал терять свою устойчивость. Для устранения аварийного состояния подосевшие фундаменты здания были подведены пневмосваи системы Мега.

Интересные видоизменения произошли при строительстве одного зарубежного бумажного комбината. На месте возведения этого промышленного объекта залегали влажные, хорошего качества, сероватые супеси с небольшим содержанием глинистых частиц, в которых первоначальный уровень грунтовых вод был значительно ниже проектной отметки подошвы фундамента. На основании предварительных геологических изысканий было принято среднее допускаемое давление на грунт $2,5 \text{ кг}/\text{см}^2$. Весной, когда было начато рытье траншей под фундаменты, неожиданно оказалось, что, вопреки данным гидрологических изысканий, уровень грунтовых вод на 3 м выше проектного и находится выше отметки подошвы фундамента. Это заставило прибегнуть к дорогостоящему водоотливу и снижению допускаемой нагрузки на грунт. Впоследствии удалось выяснить причину этого неожиданного явления.

При проведении предварительных планировочных работ дно долины, расположенное выше строительной площадки, было засыпано грунтом и на этом месте поверхностные воды образовали озеро. Появление искусственного озера вызвало даже радость, так как недалеко от этого места, вблизи соснового леса, предлагалось построить жилой поселок. Однако при этом никто не подумал, что воды озера могут через слой водопроницаемого грунта проникнуть до нижнего водоносного слоя и поднять его уровень. Еще более опасное положение создавалось вследствие того, что задержанные от растекания поверхностные воды находили и другие пути по направлению к соседней речной долине и в окрестности возникла угроза образования оползней.

2. РАЗРУШИТЕЛЬНОЕ ДЕЙСТВИЕ ПАВОДКОВЫХ ВОД

Выше приводились примеры, как в результате вредного действия воды изменяются физико-механические свойства грунта, или ухудшается состояние основания существующих фундаментов под действием медленного просачивания воды даже в незначительном количестве. В данном случае играет роль постоянство процесса в течение продолжительного времени. Однако еще больший ущерб могут принести огромные массы воды, обрушающиеся на расположенные в действующих водотоках сооружения,

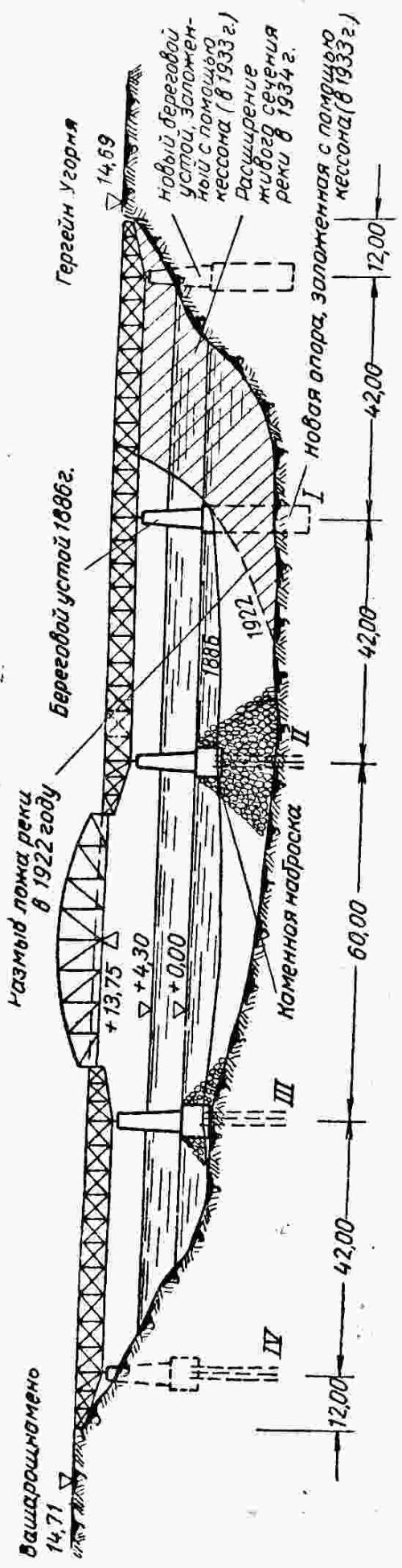


Рис. 69. Схематический вид старого моста в Вацарошнамени

всей своей энергией, в сочетании с большой скоростью. Ущерб может быть нанесен и просто высоким горизонтом паводковых вод, даже помимо их динамического воздействия.

В качестве примера можно привести, прежде всего, случай со старыми устоями на свайных основаниях моста через р. Тиссу в Вацарошнамени. Эту аварию нельзя считать исключительным явлением, так как уже было много случаев обрушения опор больших и малых мостов в результате подмыва.

Вацарошнаменский дорожный мост через р. Тисса был построен в 1885—1886 гг. Первоначально он представлял собой трехпролетный консольный мост из балок системы Гербера, со средним подвесным пролетом — с ездой понизу, и боковыми консольными пролетами решетчатой конструкции — с ездой поверху. Опоры были обоснованы на сваях средней длиной от 15 до 16 м (рис. 69) достигавших залегающий на глубине от 14 до 16 м довольно твердый слой глины. Над сваями были уложены бетонные фундаментные массы. Для их заложения на глубине — 4 м под уровнем воды, т. е. на уровне тогдашнего дна русла, с помощью ряжевых перемычек со шпунтами был изготовлен котлован шириной в свету 4,4 м. Перемычки имели ширину около 2,5 м и состояли из забитых на глубину 5 м от поверхности ложа русла двойных шпунтовых стенок, промежуток между которыми был заполнен глиняной набивкой. Снаружи перемычки защищались от размыва каменной наброской (рис. 70). Устройство котлована и подготовительные работы были этиими перемычками обеспечены, однако заложение самого фундамента между стенками ряжевой перемычки проходило не совсем гладко. В резуль-

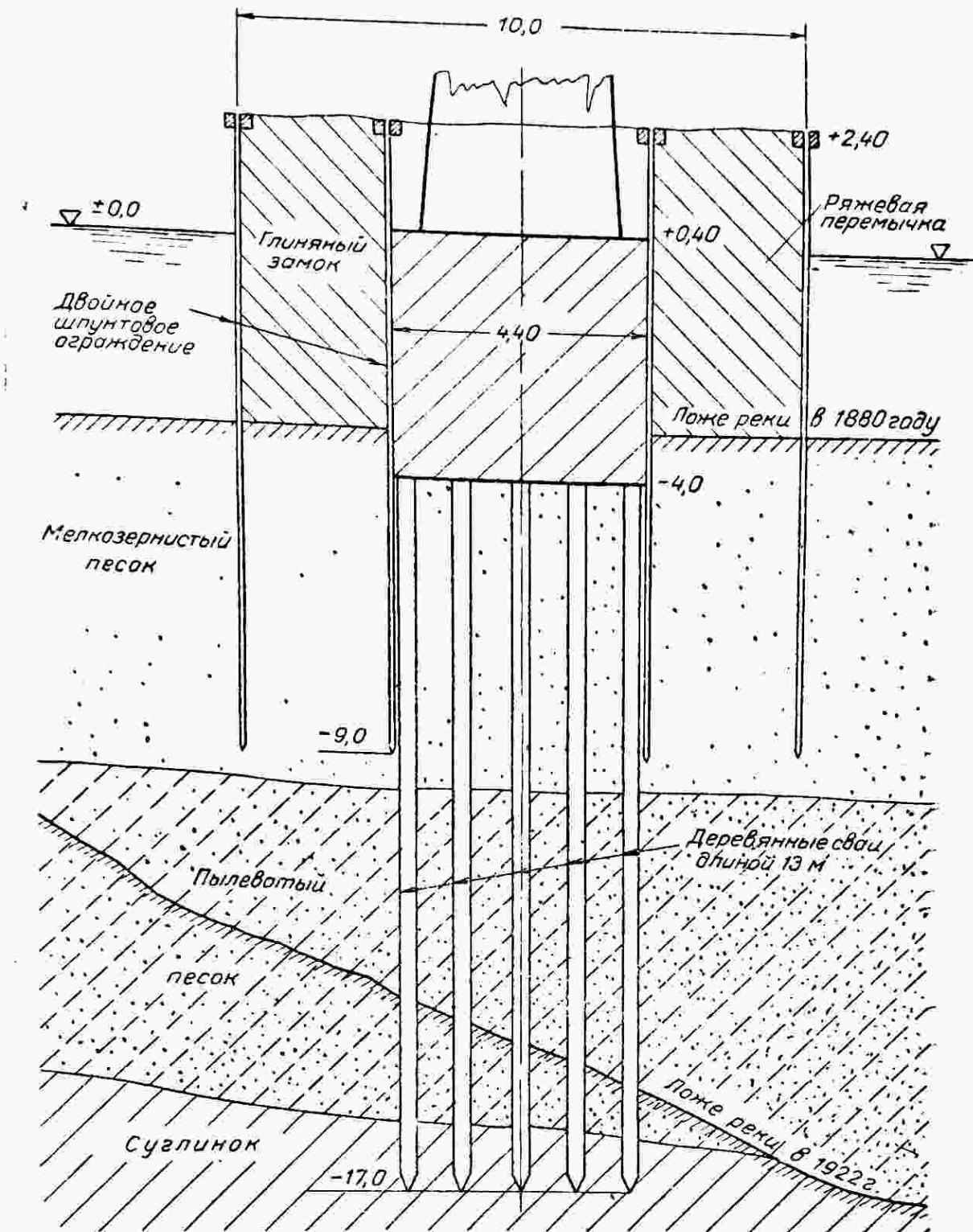


Рис. 70. Разрез свайного основания

тате откачки внешний напор воды вызвал прорыв мелкозернистого песка со свойствами плытуна и разрыхлил его, а это в еще большей мере усилилось забивкой свай. Последствием всего этого была осадка описываемого здесь устоя II во время его возведения.

В суженном строительством моста поперечном профиле русла реки появились все более увеличивавшиеся размывы. Начиная с 1886 и до 1922 г. русло вблизи устоя II углубилось на 10 м и,

таким образом, около забитых до отметки — 17 м свай оказалось ложе русла, имевшее отметку — 18 м. Против угрожающих последствий подмыва боролись путем постоянно производившейся каменной наброски, однако этой мерой не удалось окончательно ликвидировать опасность. Увеличивавшиеся каменные отсыпки еще больше сузили живое сечение реки и, создавая местные завихрения, увеличивали скорость потока и приводили к образованию подмывов. Ввиду того, что стабильность устоя была под серьезной угрозой, в 1934 г., с целью увеличения площади живого сечения и предупреждения дальнейших подмывов, был добавлен еще один боковой пролет величиной 42 м и при этом было также выполнено кессонное фундирование старого правобережного устоя I (рис. 69). После этого дальнейшие подмывы действительно как будто бы прекратились.

Во время второй мировой войны мост был подорван. При его восстановлении, учитывая изложенное выше, была уже с самого начала выбрана такая конструкция, которая дала возможность выключить эту, по-видимому, ненадежную опору от восприятия нагрузки. Соединением в один пролет старого среднего 60-метрового пролета с правобережным 42-метровым был получен один средний пролет в 102 м. Старая опора II на свайном основании была при монтаже металлической конструкции использована лишь в качестве вспомогательной опоры. После окончания строительства моста была начата разборка этой опоры, стоявшей в середине русла и препятствовавшей водотоку.

Однако, как только была удалена еще сохранившаяся на некоторых местах со стороны подмыва свайная стенка старой ряжевой перемычки, вдоль тела опоры появилась косая трещина и все сооружение обвалилось в русло р. Тиссы. Таким образом, ненадежными оказались не только подмытые водой сваи. Романцементный бетон фундаментного массива, заложенного на разрыхленном форсированным водоотливом грунте, был также совершенно некачественным и поддерживался лишь до известного времени ряжевыми перемычками, подпертыми в свою очередь каменной наброской.

Паводковые воды представляют собой систематически повторяющиеся природные явления, а не чрезвычайные происшествия. Поэтому их воздействие не может рассматриваться как что-то исключительное и при проектировании фундаментов и инженерных сооружений они должны быть учтены при определении максимальной нагрузки.

В главе III уже говорилось о неблагоприятных условиях, в которых находятся станции перекачки пойменных вод, и был описан конкретный случай допущенных ошибок при устройстве фундамента одной такой станции. Ниже приводится случай обрушения одного водоспускного трубопровода.

Рудольфсгнадский водоспуск был построен в 1898 г. в левобережной защитной дамбе, на участке Дуная ниже устья Тиссы, на месте, где берег удален от подошвы дамбы всего лишь на 25 м.

Рудольфсгнадский водоспуск представлял собой чугунный трубопровод длиной 52,5 м и диаметром 1,2 м, уложенный на бетонную подушку из романцемента. Дно трубопровода находилось на 10 м выше меженного уровня. В направлении Дуная к трубопроводу был подключен открытый водоотводный канал длиной 26 м с бетонным дном шириной 3 м и откосами крутизной 1,5:1, облицованными камнем. Сам трубопровод подключался к насосной станции через сводчатую аваншахту, которая вела к примыкающему к станции водоприемному колодцу. Подошва фундамента этого колодца находилась на 1,8 м ниже уровня дна трубчатого водоспуска. Как это видно из рис. 71, насыпь весьма неравномерно нагружала напорную трубу. Величину нагрузки увеличивала насыпная рабочая площадка шириной 16 м, устроенная для обслуживания находившейся со стороны реки камеры с задвижкой. Таким образом, трубопровод имел со стороны насосной станции неподвижную опору, а со стороны Дуная покоялся только на рыхлом грунте, принимая сверху значительную и притом неравномерную нагрузку, вызывавшую в нем, вне всякого сомнения, изгибающие усилия. При колебаниях уровня воды в Дунае и при паводке происходила фильтрация в направлении к водоприемнику, а при межени, наоборот, фильтрация имела направление к Дунаю, причем в обоих случаях вода разрыхляла мелкий, пылеватый, песчаный грунт под трубопроводом и это, вероятно, явилось причиной образования в трубопроводе на нескольких местах трещин.

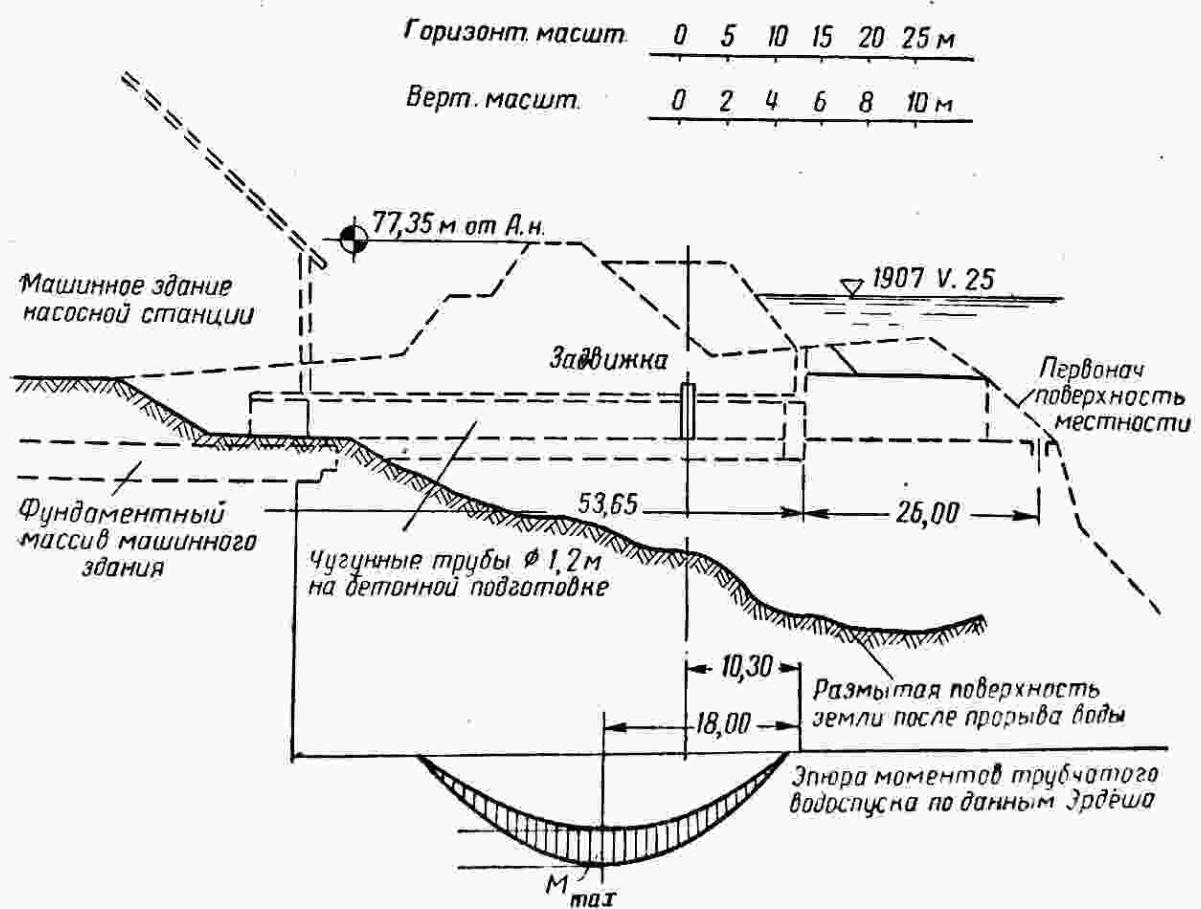


Рис. 71. Рудольфсгнадский водоспуск

Согласно руководству Эрдёша «Расчет трубчатых водоспусков», (1911) максимальные деформации в виде трещин должны были бы возникнуть вблизи задвижек. В действительности самые большие трещины, вероятно, там и находились. Дальнейшее образование подмывов теперь уже облегчалось тем, что через трещины в трубе паводковые воды намывали временами внутрь песок, который в период сброса пойменных вод уносился протекающей по трубопроводу водой в Дунай. Таким образом, наступило постоянное образование пустот, облегчившееся тем, что благодаря близости русла Дуная в грунте было возможно возникновение круглых депрессионных кривых потока и фильтрации, отличавшейся значительной скоростью (см. рис. 64).

Это привело в конце концов к тому, что 25 мая 1907 г. паводковые воды, поднявшиеся до отметки +7 м, прорвали вдоль подмытого и растрескавшегося трубопровода дамбу, после чего весь трубопровод обрушился и более 5 000 га сельскохозяйственной территории было залито водой. Создавшееся аварийное положение ухудшилось вероятно еще и тем, что откачка пойменных вод продолжалась и во время паводка, и, таким образом, через расщелину, образовавшуюся к тому времени фундамент отсасывался также и грунт, а разность уровней, вызывающая фильтрацию, увеличивалась. Интересно отметить, что линия обрушения кончилась у машинного здания, покинувшегося на более глубоком фундаменте. Вместе с машинным зданием осталась также целой и головная часть трубы.

Из изложенного выше можно сделать следующие выводы:

- 1) недопустимо и без того чувствительные в отношении деформации основания, трубопроводы укладывать на фундаменты различной жесткости;
- 2) между началом трубопровода и водотоком должно быть обеспечено возможно большее расстояние, способствующее снижению скорости фильтрации;
- 3) для обслуживания камер с задвижками нельзя устраивать грунтовых рабочих площадок, так как они создают значительную дополнительную нагрузку.

Необходимо учесть, что трубопроводы должны иметь или весьма упругую конструкцию, способную выдержать всегда возникающие в результате изменяющейся нагрузки деформации, или же весьма жесткую конструкцию. Во всяком случае, они должны быть обеспечены от возникновения трещин и обладать водонепроницаемостью, так как в противном случае, в самом непродолжительном времени наступит образование подмывов.

Кроме приведенного выше разрушающего и создающего подмывы воздействия паводковых вод, ущерб может быть нанесен и их высоким уровнем, если против этого не были приняты соответствующие меры.

Возвведение фундаментов речевого быка дорожного моста на р. Шайо предполагалось выполнить способом, указанным на рис. 72. Как это видно из рисунка, окруженный водой котлован

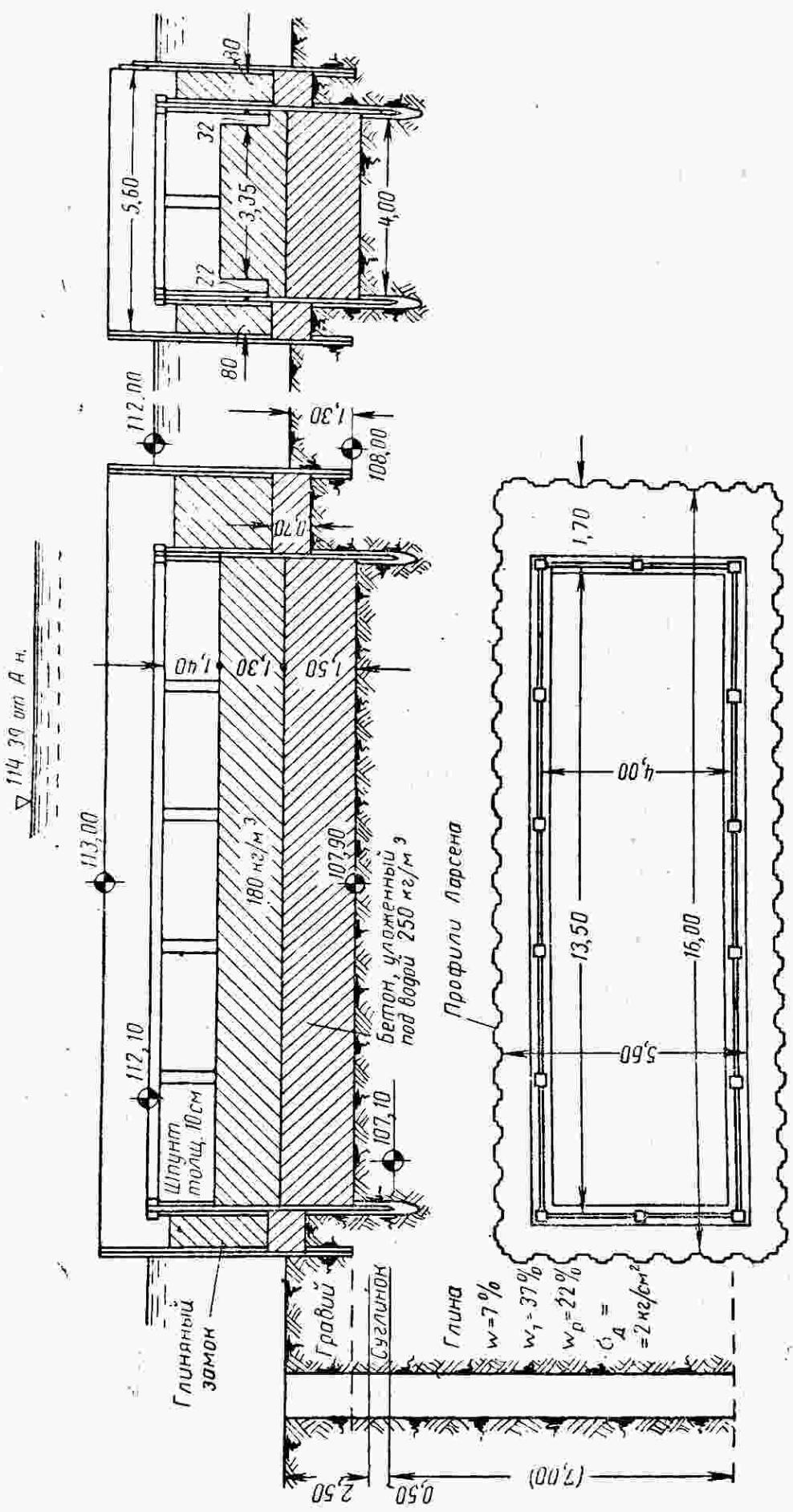


Рис. 72. Ограждение котлована опоры дорожного моста на р. Шайо

был огражден деревянной шпунтовой перемычкой с шпунтами толщиной 10 см и длиной 5 м. Шпунт однако не обеспечивал водонепроницаемости снизу, так как он достигал лишь до поверхности слоя илистого грунта. Выемка грунта из котлована была выполнена землечерпанием; водонепроницаемость дна предполагалось обеспечить подводной укладкой бетона. Отчасти ввиду того, что строительство затянулось, а отчасти для улучшения водонепроницаемости, котлован был дополнительно огражден еще одним временным металлическим шпунтом длиной 5 м. Пространство между этими двумя стенками было под водой заполнено слоем бетона толщиной 70 см, сверху которого был набит глиняный замок. Все это сооружение должно было в будущем служить защитой от размыва русла реки вокруг опоры. Однако высота шпунтовой стенки была запроектирована с недостаточным запасом.

Одной ранней весной высокие паводковые воды превысили на 9 м самый высокий из всех отмеченных до того времени уровней реки, перекрыли на 1,39 м металлический шпунт и залили строительную площадку, вызвав наклон не только подмостей, но даже и металлического шпунта. Вслед за этим вокруг стенки образовались подмывы и на некоторых местах ложе реки оказалось на 1 м ниже подошвы фундамента.

При незначительном заглублении шпунта в грунт и его недостаточной высоте такие последствия нельзя было считать неожиданностью. Их единственным объяснением является то, что строители рассчитывали закончить работы до наступления весеннего паводка. Однако предшествовавшая потеплению исключительно длинная и суровая зима расстроила планы строителей. Восстановительные работы могли быть выполнены, конечно, только после спада паводковых вод. Искривленный и опрокинутый участок шпунтовой стенки пришлось извлекать, заменять новым, а донный бетонный замок усилить уложенным под водой мощным слоем бетона. Помимо этого, необходимо было очистить сооружение от илестого наноса и восстановить унесенные водой подмости. Все это потребовало дополнительных затрат и вызвало потерю времени.

Из приведенного примера можно сделать заключение, что для котлованов в действующем русле водотока применять ограждения, имеющие характер временного сооружения, — нельзя. Необходимо придерживаться предусмотренного графика, а если его выполнение сомнительно, обязательно принимать меры по защите сооружения от паводковых вод.

3. ВОЗНИКНОВЕНИЕ НЕОЖИДАННЫХ НАГРУЗОК И УМЕНЬШЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ГРУНТА В РЕЗУЛЬТАТЕ ИЗМЕНЕНИЯ ЕГО СОСТОЯНИЯ

Воздействие воды изменяет физико-механические свойства грунта не только как строительного материала, располагающего определенной несущей способностью. Изменение состояния грун-

та меняет также характер производимого им давления (например, активного давления и т. п.). Однако такое воздействие на грунт оказывает не только вода, существуют и другие факторы, влияющие на его состояние. К ним относятся, например, сотрясение, разрыхление и другие явления, оказывающие влияние на удельное трение и сопротивление грунта сдвигу. Такие неожиданные изменения в нагрузке проявляют себя в максимальных размерах при сползании земляных масс о чем свидетельствуют многочисленные примеры. Однако эти явления не относятся к вопросу возведения фундаментов, ими в основном занимается статика земляных сооружений.

Имеется целый ряд примеров, подтверждающих, что давление грунта, возрастающее в результате воздействия внешних сил, в состоянии вызвать аварийные последствия. Чаще всего такие явления происходят с подпорными стенками или контрфорсными стенами мостов. В этих случаях возникающее под действием ливневых вод в связных грунтах давление воды в порах вызывает добавочное давление. В несвязанных грунтах добавочное давление вызывается уплотнением грунта, возникающим от сотрясений даже при уличном движении. Наблюдения за мостовыми устоями германских Государственных автомобильных дорог (Райхсаутбан) показали, что фактическое давление иногда в 2 раза превышало активное давление грунта по Кулону. Отчасти поэтому большинство подпорных стенок или береговых устоев имеют тенденцию к наклону вперед.

С одним бункером для хранения рудного шлама, разрез которого приведен на рис. 73, произошла строительная авария, вызванная изменением состояния загружавшего бункер материала или, собственно говоря, неправильной предварительной оценкой возможного состояния этого материала.

Правая сторона бункера поддерживается земляным массивом высотой около 7 м, по верху которого проложена железнодорожная ветка для доставки материалов, в то время как левая сторона его стоит свободно и практически связана лишь с донной плитой, находящейся на уровне пола производственного корпуса. Состоящий из четырех отсеков бункер был первоначально запроектирован для хранения красного шлама, причем максимальный горизонт шлама в бункере был принят на 1 м выше верха боковых стенок при условии следующих его физико-механических свойств: $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$ и $\varphi = 40^\circ$. Как это было позже установлено, такие характеристики отвечают шламу с закончившейся консолидацией и влажностью от 15 до 20%. Это значит, что при проектировании в расчет были приняты характеристики сухого материала после его стабилизации.

В течение ряда лет бункер безотказно выполнял свое назначение, но затем в боковой стенке двух средних отсеков внезапно образовалась показанная на рис. 73 трещина. Стенка принял обозначенное пунктиром положение и наконец опрокинулась на землю.

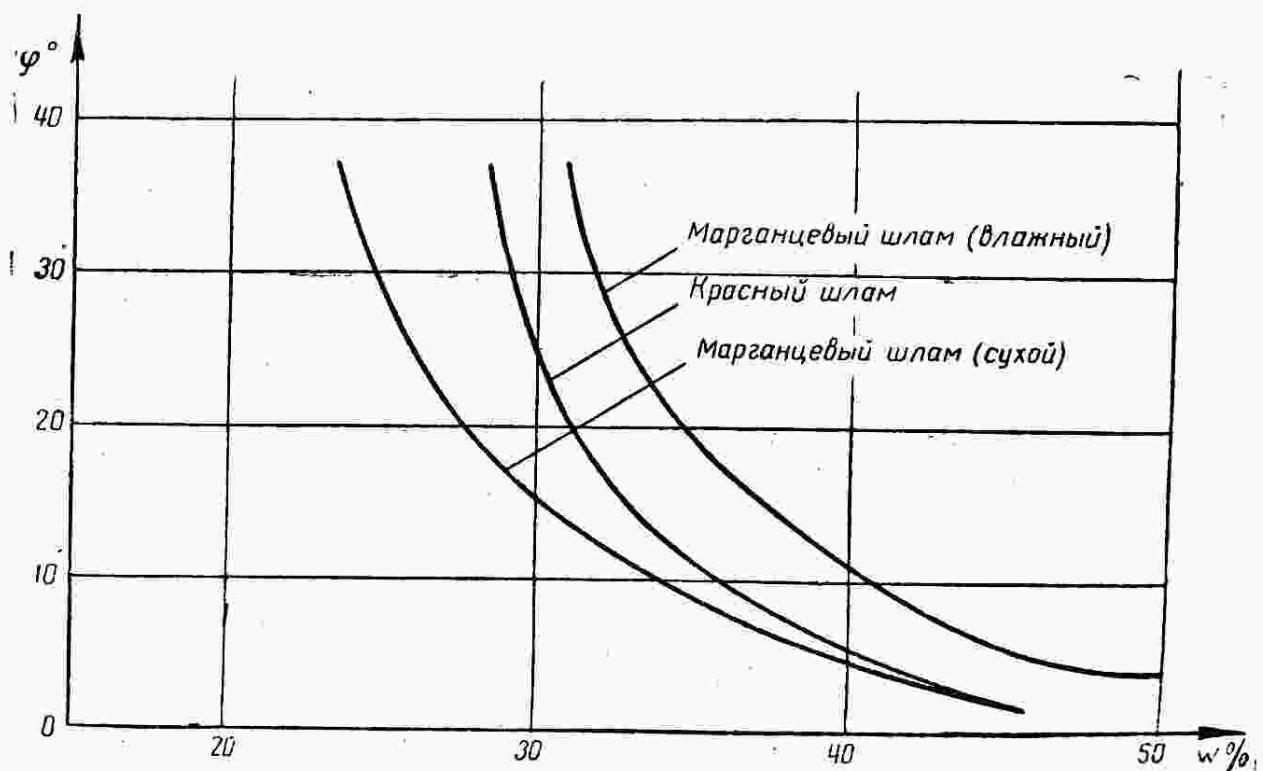
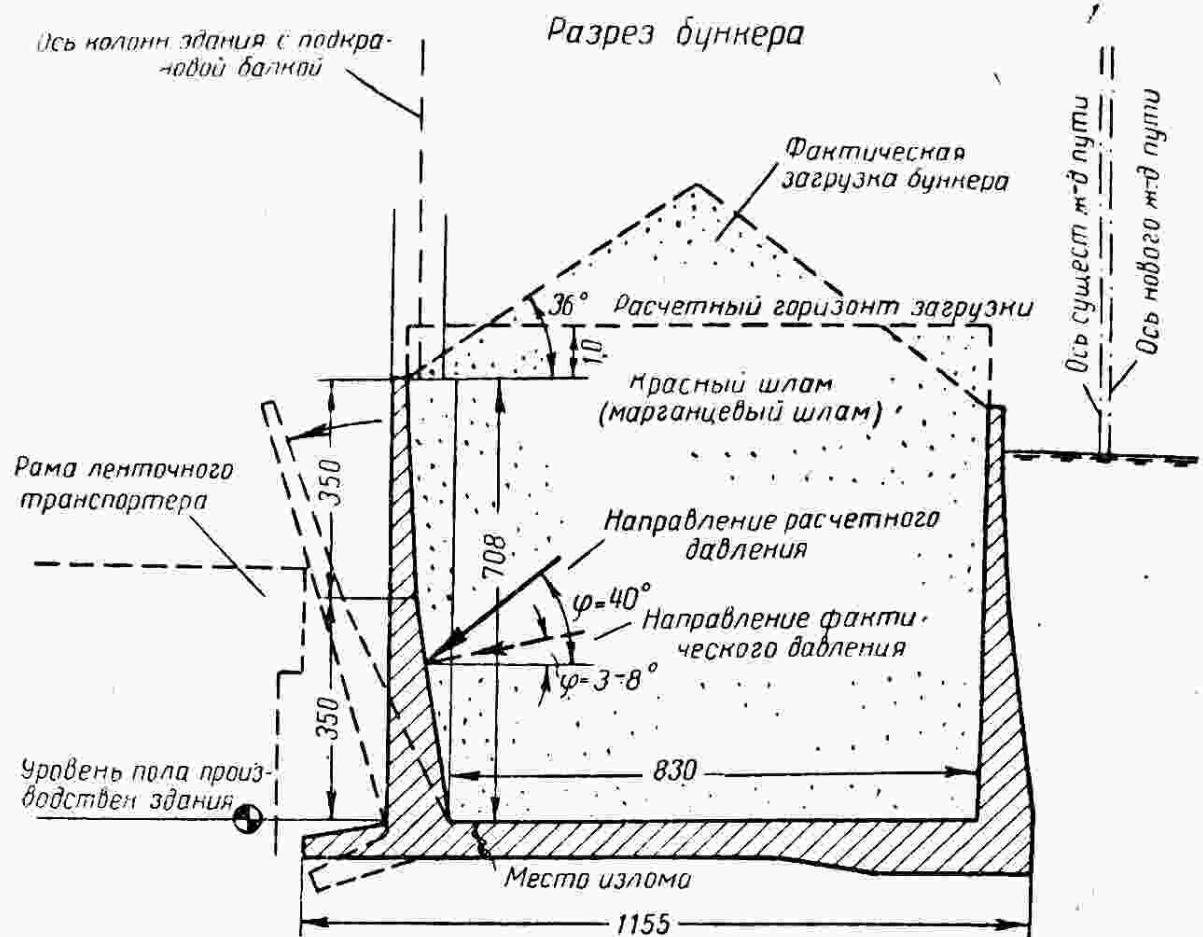


Рис. 73. Схема обрушения боковой стенки бункера для хранения рудного шлама

Контрольным обследованием было установлено, что непосредственно перед аварией, в находившейся по соседству с бункером (на расстоянии около 40—50 м) доменной печи, в течение всего дня взрывали затвердевшие куски чугунной настыли. Кроме того, в момент обрушения стенки по верхней крановой конструкции передвигали по направлению к бункеру, т. е. перпендикулярно к его поперечному сечению, какой-то тяжелый груз. Все это однако было лишь последним действием нарушившим состояние предельного равновесия, за которым последовало обрушение.

Настоящая причина создавшегося критического положения была вскрыта дополнительным исследованием физико-механических свойств содержавшегося в бункере рудного шлама. Оказалось, что угол внутреннего трения шлама находится в исключительно тесной зависимости от его влажности. Из приведенного на рис. 73 графика видно, что если принятая при проектировании за основу влажность, равная 22%, повысится до $W \approx 30\%$, то величина φ становится меньше 10° . Это во много раз повышает коэффициент давления грунта $\lambda = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$, приближает направление оказываемого на стенку внутреннего давления почти к горизонтали и увеличивает в конечном результате в несколько раз опрокидывающий момент. Было установлено, что влажность транспортируемого в железнодорожных вагонах сырого шлама при загрузке в бункер с помощью грейфера составляла, как правило, выше 25%, так что значительное повышение давления было неизбежно. В результате медленно протекающей консолидации шлама воздействие такой нагрузки было очень продолжительным.

Положение ухудшалось еще тем, что, вместо первоначально предусмотренного хранения красного шлама, бункер загружался марганцевым шламом с углом внутреннего трения даже и после консолидации не больше $\varphi = 16^\circ$, а в момент загрузки не превышавшем $\varphi = 8^\circ$. Испытаниями на месте были установлены следующие физико-механические характеристики марганцевого шлама: влажность W от 29,2 до 41%, нижний предел пластичности $W_p = 51,2\%$, верхний предел пластичности $W_t = 81,5\%$.

Эти данные показывают, что шлам характеризуется значительной коллоидальностью и поэтому его консолидация должна продолжаться в течение весьма длительного времени. (По сравнению с предусмотренным в проекте для загрузки бункера красным шламом, имеющим пределы консистенции $W_p = 25,4\%$ и $W_t = 42\%$, марганцевый шлам можно в сущности считать аналогичным тощим глинистым грунтам).

Кроме того, было установлено, что при вертикальных давлениях больше $p = 1 \text{ кг}/\text{см}^2$ процесс консолидации шлама сильно задерживается и под действием выжимаемой из пор воды происходит его полное разжижение, с одновременным снижением угла внутреннего трения примерно до $\varphi = 2-4^\circ$. Вследствие этого особенно отрицательное действие оказала загрузка шлама на высоту большую, чем это было запроектировано (рис. 73), так как, помимо

фактического увеличения нагрузки, это привело на некоторых местах к полному разжижению шлама. Находившаяся в таком жидким состоянии масса полностью восприняла вибрации, вызванные взрывными ударами; в результате последовало обрушение боковой стенки бункера.

Большим упущением в данном случае является то, что не были приняты меры для систематического искусственного снижения влажности хранившегося шлама и самое главное — ничего не было предпринято для отвода отжимавшейся из пор воды. Проведение этих мероприятий способствовало бы в значительной степени сокращению времени консолидации шлама. Взятые из различной глубины пробы показали, что физические характеристики шлама, подвергавшегося соответствующей консолидации, мало отличаются от расчетных. В нижних слоях хранившегося в течение долгого времени шлама были установлены средние величины для $\phi=36^\circ$ и для $\gamma=2,2 \text{ т}/\text{м}^3$, в то время как в верхних слоях эти показатели колебались для ϕ — в пределах от 3 до 8° и для γ — около $1,8 \text{ т}/\text{м}^3$.

Изменение состояния грунта очень часто вызывает опасные осадочные деформации, причем работы по заложению фундаментов ведутся в таких случаях, как правило, ошибочно, начиная с выемки грунта из котлована. Если дно котлована не освобождено самым тщательным образом от воды или же вода не отведена полностью с поверхности основания, а скапливается в отдельных углублениях и лужах, то состояние грунта претерпевает изменение независимо от того, производится ли выемка грунта экскаватором или вручную и каким образом выполняется кладка или бетонирование.

При захватке ковшом гусеницы экскаватора погружаются в грунт, вода устремляется в углубления, а при опоражнивании ковша облегченные гусеницы частично приходят в первоначальное положение и вода снова подтекает под них. При следующем захвате ковшом грунт перемешивается с водой и постепенно приходит в кашеобразное состояние. Действие промешивания грунта с водой распространяется на все большую площадь и большую глубину и это явление наблюдается как в связных, так и в мелкозернистых песчаных грунтах¹. Кашеобразная консистенция грунта может возникнуть не только при механизированной разработке, но и при ручной выемке грунта, если работы производятся под водой или на поверхности грунта, не освобожденного полностью от воды. Увлажненный и разжиженный грунт обладает значительно большей сжимаемостью и вызывает неожиданно большую и во многих случаях неравномерную осадку, сопровождающую аварийными последствиями.

Перемешивание грунта при механизированной разработке, а также вибрационное действие на грунт работающей землеройной машины распространяется в зависимости от количества воды, сте-

¹ Судя по упоминавшимся автором ранее грунтам, он очевидно и здесь имеет в виду пылеватые пески или пески с примесью органики и гумуса. (Прим. перев.).

пени нагрузки и числа повторных захватов на глубину от 0,5 до 1 м. Вследствие этого необходимо, чтобы удаление последнего слоя грунта в котловане производилось более легкими механизами или же вручную.

Однако наиболее важен здесь самый тщательный отвод воды с поверхности основания фундамента, так как в противном случае, сколько бы раз ни повторялось удаление верхнего слоя, он снова и снова будет перемешиваться с водой, как это однажды случилось в практике автора, в котловане одной водонапорной плотины.

Необходимо также следить, чтобы верхний слой грунта в основании не увлажнялся в тех случаях, когда работы по закладке фундамента начинаются не сразу после окончания выемки грунта. Во время перерыва в работах ливневые воды могут вызвать замачивание и разжижение грунта. Наиболее целесообразным является, при таком способе ведения работ, оставление в котловане защитного слоя толщиной около 20 см, который удаляется непосредственно перед началом бетонирования.

Наряду с этим положительные результаты дает укладка на поверхности связных грунтов слоя гравелистого песка толщиной самое меньшее 10 см, который является не только защитой от атмосферных осадков, но и отводит воду из верхнего слоя грунта, если он каким-либо образом увлажнялся. Кроме того, защитный слой ускоряет процесс консолидации.

Особенно следует осторегаться заложения фундаментных массивов, имеющих не совсем гладкую нижнюю поверхность, сложенных, например, из крупных камней или бетонных блоков, на разжиженном грунте основания. Если здание опирается на грунт не всей опорной поверхностью, а только выступающими частями отдельных камней, то происходит сильное погружение этих камней в толщу грунта, который вдавливается в швы между ними и, в конечном результате, вызывает чрезвычайно интенсивную осадку сооружения. Это подтверждается тем, что в дорожном покрытии основание из колотого камня укладывается не непосредственно на связный грунт, который может в период весеннего снеготаяния увлажняться, а на слой песка и гравия. При этом условии не может произойти наклона и опрокидывания отдельных камней, так как через слой песка вверх может выжиматься только вода и таким образом пустоты каменного дорожного основания не могут быть заполнены грунтом.

4. АВАРИИ В РЕЗУЛЬТАТЕ ПРОМЕРЗАНИЯ, ВЫСОКОЙ ТЕМПЕРАТУРЫ И БИОЛОГИЧЕСКИХ ФАКТОРОВ

Причины пучения грунтов, процесс и условия образования ледяных линз хорошо известны из положений механики грунтов. Если в однородном по гранулометрическому составу грунте количество фракций с частицами меньше 0,02 мм составляет больше 3%, а в неоднородных грунтах содержится больше 10% частиц

меньше 0,02 мм, затем, если грунтовая вода находится в пределах промерзания, то, с точки зрения устойчивости основания, грунт опасен в отношении промерзания.

Строительство приведенного на рис. 74,а четырехэтажного здания не было закончено до наступления зимы и подвал был на зиму оставлен без окон и дверей. Несмотря на то, что подвальные окна были закрыты досками, грунт под полом подвала во время сильных морозов был проморожен на глубину 1 м и поднял середину пола на 10 см. Грунт под подошвой фундамента внешних стен был защищен покровом грунта и снега. Эта внешняя защита остается больше внутренней лишь до тех пор, пока строительство сооружения еще не закончено. В этот период возможно даже возникновение наклона стен (рис. 74,в), вызванное тем, что толщина земляного покрова и вместе с этим защита от промерзания грунта под фундаментами внешних стен не одинаковы. Под воздействием наклона фундаментов на поперечные стены передается отвечающий перекосу момент опрокидывания.

Вследствие того, что в подвале были оставлены подпорки, пучение пола подвала передалось дальше на подвальное перекрытие, которое также выпучилось на 10 см и в результате деформации в нем появились трещины на местах, указанных в плане (рис. 74,а). Пробуренными скважинами было установлено, что на глубине 2 м от поверхности земли залегает плотный слой пыле-

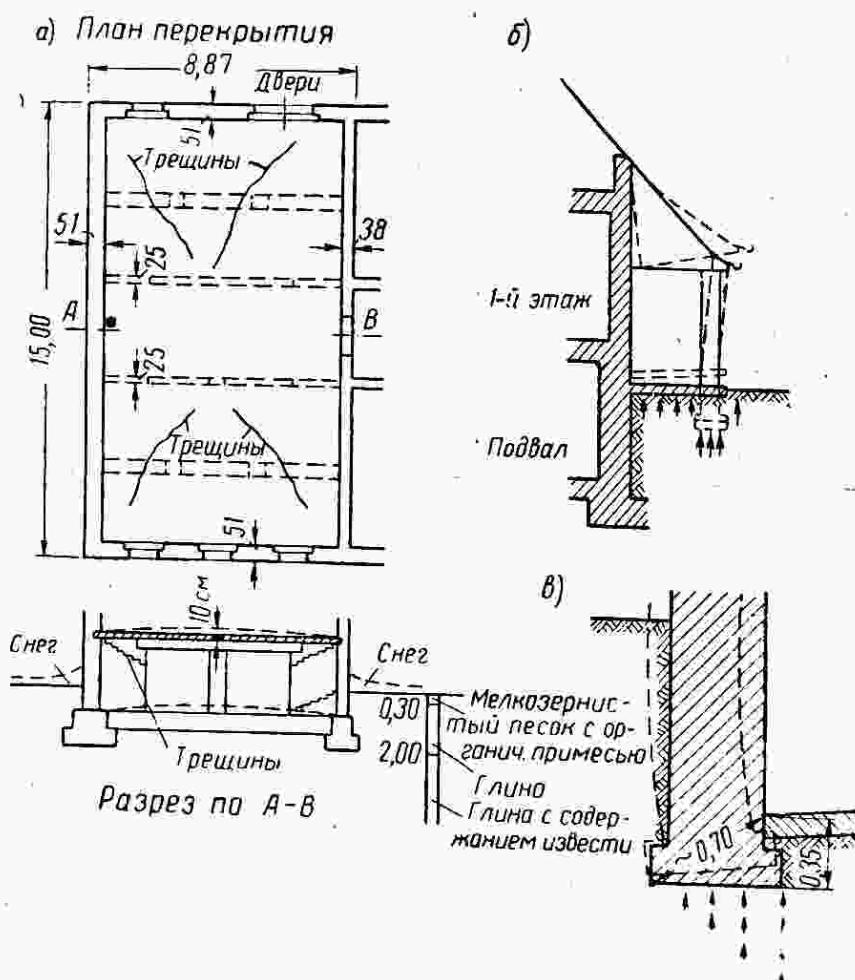


Рис. 74. Примеры пучения грунта

ватого мелкозернистого песчаного грунта, содержащего известь (валунный мергель). Природная влажность грунта составила $W=18\%$, а уровень грунтовых вод находился на глубине 1,8 м от поверхности. При описанных выше обстоятельствах пучение все же произошло, а весной, в период снеготаяния, большая часть вспучившегося грунта опять пришла в прежнее состояние.

Промерзание подвальных помещений может иметь особенно тяжелые последствия, если при этом подвергается повреждению нижняя изоляция подвалов. Для защиты от проникновения грунтовых вод, горизонт которых выше отметки пола подвала, эти помещения должны иметь гидроизоляцию. Она обычно выполняется одновременно с кладкой перед устройством пола подвала. Когда несущие стены вместе с частью пола подвала позже дают под нагрузкой осадку, незагруженная часть пола остается на месте и возникает разность осадок. В полу и в гидроизоляции происходят деформации в виде трещин, через которые в подвал просачиваются грунтовые воды. Это влечет за собой постоянные повреждения от промерзания и делает влажные помещения непригодными для использования. Правильным способом является одновременная укладка пола в подвале с гидроизоляцией только после окончания строительства и затухания осадки, поэтому в горизонтальной изоляции стен необходимо оставлять выпуски для последующего примыкания к ней. Этот способ исключает отрицательные явления, приведенные на рис. 74, а. Если бы пол в подвале и промежуточные стены не были изготовлены в наполовину готовом здании до наступления холода, то и пучение грунта не могло бы вызвать повреждений в простенках и перекрытии.

Примером ошибок, имеющих такой же характер, служит недостаточно глубокое заложение фундаментов колонн, поддерживающих козырек над входом в здание. В этом случае промерзание может оказать свое действие на грунт под мелко заложенными фундаментами. Пучение производит деформации и повреждения, показанные на рис. 74, б. С другой стороны, даже самая суровая зима не в состоянии причинить какой-либо ущерб фундаментам, заложенным на требуемую глубину. Из этого следует, что закладку фундаментов даже и небольших сооружений, оказывающих незначительное давление на грунт, необходимо производить с учетом глубины промерзания. Таким деформациям очень часто подвергаются также фундаменты каменных или бетонных заборов.

Повреждения под воздействием промерзания грунтов могут возникать также и в фундаментах зданий холодильников. С другой стороны, фундаменты котлов могут подвергаться повреждениям под воздействием тепла, так как в глинистых грунтах при высыхании возникает сильная усадка.

Характерным примером в этом отношении может послужить показанный на одной выставке случай наклона заводской трубы стекольного завода. Расположение здания завода, канала для

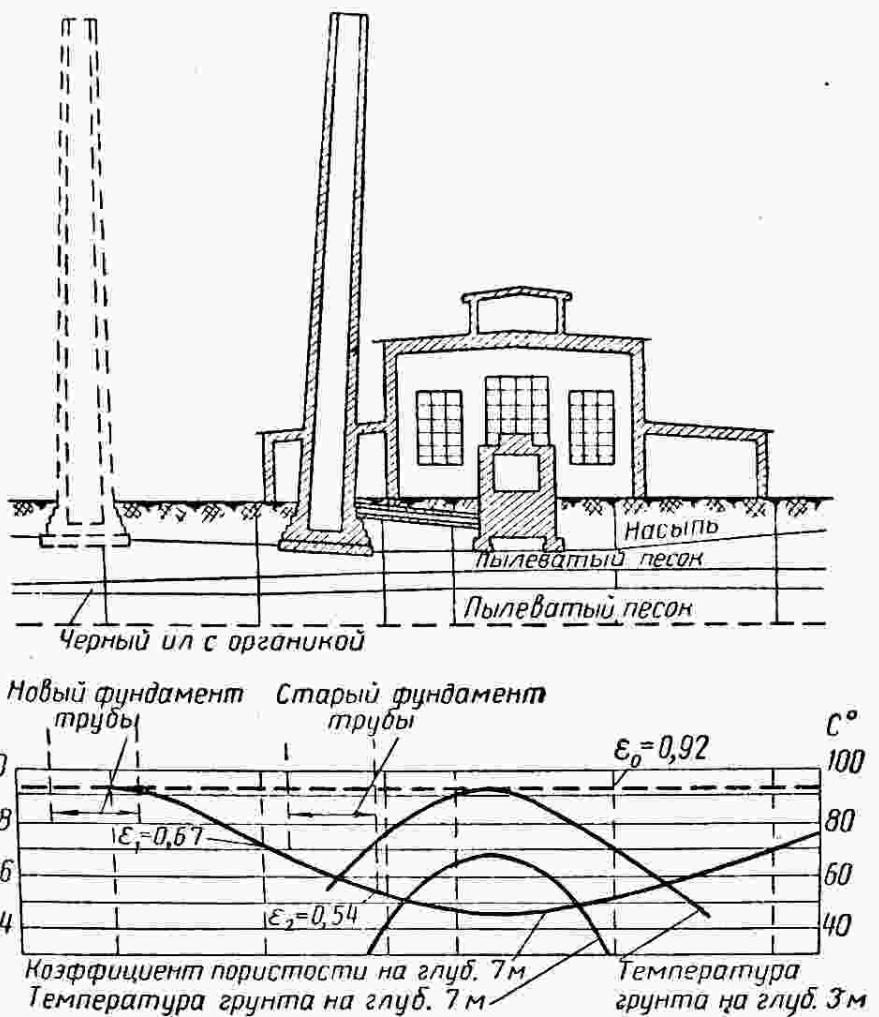


Рис. 75. Наклон дымовой трубы стекольного завода

подачи теплого воздуха и трубы, вместе с геологическим профилем, приведены на рис. 75. Эти сооружения, как это видно из рисунка, покоятся на пылеватом песке, который подстилается слоем мощностью 1 м черного, содержащего органику, ила. Под воздействием тепла этот илистый грунт подвергается усадке и его коэффициент пористости претерпевает при этом довольно значительное изменение. На графике приводится изменение температуры на глубине 7 и 3 м в районе печи и трубы. Там же указываются коэффициенты пористости, установленные по образцам, взятым из пробных скважин. Из графика видно, что в результате усадки грунта, вызванной теплом, этот коэффициент на одной стороне фундамента трубы снизился с первоначальной величины 0,92 до 0,67, а со стороны, расположенной ближе к печи, 0,92 до 0,54. Отвечающее этой разности относительное сжатие грунта составит:

$$e = \frac{\Delta\epsilon}{1 + \epsilon} = \frac{0,67 - 0,54}{1 + 0,67} = 0,078.$$

В соответствии с этим разность осадок будет

$$\Delta S = \Delta e h = 0,078 \cdot 100 \text{ см} = 7,8 \text{ см}.$$

Наклон фундамента шириной 5 м вызвал горизонтальное смещение трубы в проекции ее длины на 60 см. Помимо этого в

пылеватом песке, подстилающем слой ила с органикой, также возникла разность усадки, которая в конечном результате настолько увеличила наклон трубы, что ее пришлось разобрать. На основании проведенных исследований было сделано предложение вынести трубу за пределы зоны, находящейся под влиянием температурных изменений, и построить на месте, указанном на рис. 74, а, штрихпунктиром.

Такое же влияние оказывает растительность, произрастающая вблизи сооружений, выстроенных на глинистом грунте, подверженном усадке. Согласно наблюдениям Британского научно-исследовательского строительного института, фундаменты зданий на естественных основаниях, опирающиеся на глинистые грунты с высокой коллоидальностью и склонностью к усадке, подвергаются неравномерной осадке, если корни деревьев высасывают из них влагу. В результате снижения влажности наступает усадка грунта, пористость его уменьшается и обоснованное на нем здание дает осадку. Многие здания в результате такого воздействия растительности подверглись деформации в виде трещин, образование которых объясняется теми же причинами, как и в предыдущем примере.

Корни деревьев распространяются на очень большие расстояния, поэтому существует правило, основанное на практике, согласно которому минимальное расстояние от деревьев до сооружений должно равняться, по крайней мере, одной высоте дерева. Производить посадку деревьев или сохранять их вблизи сооружений допускается в связных грунтах, аналогичных приведенным выше, только на расстоянии равном существующей или ожидаемой высоте деревьев.

Помимо отсасывания влаги из грунта, корни деревьев, проникая в швы кладки или под подошву фундаментов на естественных основаниях, могут вызвать образование трещин непосредственным механическим (растягивающим или поднимающим) воздействием.

Усадка грунта может наступить под действием летней жары и прогревания грунта солнечными лучами. Вследствие этого, в зданиях, заложенных на таких грунтах, в засушливый летний период обычно наблюдается появление трещин. Испарение и выделение воды из пор грунта происходят наиболее интенсивно там, где нагревание солнечными лучами продолжается дольше всего и происходит беспрепятственно, т. е., как правило, на южной и западной сторонах здания. Поэтому усадка грунта обычно имеет максимальную величину на южном углу здания, на котором и появляются косые трещины. Наступающая под воздействием солнечного прогревания усадка распространяется в глубину всего на 1,5—2 м, и поэтому вызываемые ею осадка и деформация в виде трещин обычно происходят у зданий, не имеющих подвальных помещений.

ОГЛАВЛЕНИЕ

	Стр.
Предисловие	3
Предисловие автора к венгерскому изданию	6
Введение	7

Глава I

Ошибки в результате отсутствия подготовительных работ и инженерно-геологических изысканий или их плохого выполнения

1. Дефекты из-за отсутствия предварительных данных по изысканиям грунта	13
2. Неправильное устройство фундаментов в результате лишь частично выполненных исследований грунта или из-за отсутствия надлежащего внимания к ним	19
3. Ошибки, допущенные из-за неполноты геологических изысканий	28
4. Ошибки, вызванные отсутствием взаимосвязи между специалистами, производившими исследования грунта, и остальными участниками строительства	31

Глава II

Ошибки в результате неправильностей, допущенных в проекте

1. Принятие в проекте неправильного конструктивного решения	34
2. Неправильное проектирование фундаментов	41
3. Неправильный учет нагрузок в проекте, игнорирование изменений в нагрузках	49
Дополнительная нагрузка в результате вибраций	—
Осадка, возникающая в результате наложения напряжений	54
Дополнительное увеличение нагрузок	59
4. Проектирование под одним и тем же сооружением основания, имеющего различную сжимаемость	65
5. Чрезмерные требования проектировщика к фундаментам	69

Глава III

Ошибки в результате неправильного производства строительных работ

1. Ошибки в результате применения водоотлива без учета местных условий	73
2. Устройство ограждений котлованов без учета технических требований	85
3. Неправильное осуществление предусмотренного проектом способа фундирования	98
4. Ошибки, являющиеся результатом неправильного выполнения работ и применения недоброкачественных материалов	112
Обычные источники ошибок	113

Глава IV

Повреждения в результате воздействия стихийных сил, вызывающих изменения в нагрузках

1. Повреждения и аварии, возникающие под действием воды	117
2. Разрушительное действие паводковых вод	125
3. Возникновение неожиданных нагрузок и уменьшение несущей способности грунта в результате изменения его состояния	132
4. Аварии в результате промерзания, высокой температуры и биологических факторов	137



Карой Сечи .
ОШИБКИ В СООРУЖЕНИИ ФУНДАМЕНТОВ

* * *

Госстройиздат
Москва, Третьяковский проезд, д. 1

* * *

Редактор издательства Б. А. Бегак
Технический редактор Л. М. Осенко
Корректор Г. В. Рыжиков

Сдано в набор 11.11.1960 г. Подписано к печати 7.VI-1960 г.
19000 экземпляров. Формат 70х90/16. Бум. А-100 г/м². А+1 вкл.
56 печ. л. (48 чистых л.). Ннз № VI-4545 Зак. 47.
Цена 4 р. 50 к. Переплет № 5 — 1 руб.

издательство № 3 Государственного издательства литературы
по строительству, архитектуре и строительным материалам
Москва, Кубинецкий пр., 6/2