Цена 4 р. 50 к.
Пер. 75 к.
С-27-5-2

624.1
587

Л. БРЕННЕКЕ и Э. ЛОМЕЙЕР

ОСНОВАНИЯ
И
ФУНДАМЕНТЫ

Том I

КОМИТЕТОМ ПО ВЫСШЕМУ ТЕХНИЧЕСКОМУ ОБРАЗОВАНИЮ ПРИ ЦИК СССР ДОПУЩЕНО К ИЗДАНИЮ В 1933 ГОДУ КАК УЧЕБНОЕ ПОСОБИЕ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ ВТУЗОВ

1933
ГОССТРОЙИЗДАТ

НТБ
ДНУЖТ

Л. БРЕННЕКЕ и Э. ЛОМЕЙЕР

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

ПЕРЕВОД С НЕМЕЦКОГО
инж. К. Л. КЛЕЙН

ПОД РЕДАКЦИЕЙ
проф. П. П. СМИРЕНКИНА

НКТП СССР
ГОСУДАРСТВЕННОЕ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО
СТРОИТЕЛЬНОЙ ИНДУСТРИИ СУДОСТРОЕНИЯ
ГОССТРОЙИЗДАТ
МОСКВА 1933 ЛЕНИНГРАД

НТБ ДНУЖТ

Л. БРЕННЕКЕ и Э. ЛОМЕЙЕР

23826

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

ТОМ I

СТРОИТЕЛЬНЫЕ ГРУНТЫ, СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ, СВАИ, ШПУНТОВЫЕ СТЕНКИ, КОТЛОВАНЫ

КОМИТЕТОМ ПО ВЫСШЕМУ ТЕХНИЧЕСКОМУ ОБРАЗОВАНИЮ ПРИ ЦИК СССР ДОПУЩЕНО К ИЗДАНИЮ В 1933 ГОДУ КАК УЧЕБНОЕ ПОСОБИЕ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ ВТУЗ ов

ПРОВЕРЕНО 1967
ДИИТ
БИБЛИОТЕКА
ИНВ. № 23826

НКТП СССР
ГОСУДАРСТВЕННОЕ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО СТРОИТЕЛЬНОЙ ИНДУСТРИИ И СУДОСТРОЕНИЯ
ГОССТРОИИЗДАТ
МОСКВА 1933 ЛЕНИНГРАД

НТБ ДНУЖТ

DER GRUNDBAU

VON

Dr.-Ing. L. BRENNECKE

IN VIERTER AUFLAGE
NEUBEARBEITET UND HERAUSGEGEBEN
Dr.-Ing. ERICH LOHMEYER

ERSTER BAND

BAUGRUND, BAUSTOFFE, PFÄHLE UND SPUNDWÄNDE, BAUGRUBE

NTB
DNUŻT

ОГЛАВЛЕНИЕ

Стр.

Предисловие редактора русского перевода . 9
Предисловие к четвертому изданию Э. Ломейера 11
Предисловие к третьему изданию Л. Бреннеке 12

Часть первая — ГРУНТ ОСНОВАНИЯ

1. Свойства различных родов грунта 13

а) Скала . . . . —
б) Галька, каменные осыпи 14
в) Гравий —
г) Песок —
д) Глина 15
е) Суглинок . 17
ж) Растительная земля —
з) Перемежающиеся слои 18
и) Поверхности сдвига —

2. Сопротивление грунта основания . 19

а) Общие понятия, расчет —
б) Осадки 26
в) Взвешивающее действие воды 27
г) Давление газа 39
д) Воздействие горизонтальных сил сооружения на основание фундамента. Поверхности скольжения под сооружением —
е) Испытания нагрузкой 41
ж) Допускаемая нагрузка 53

3. Обследование основания и грунтовых вод 57

а) Геологическое обследование —
б) Геофизические исследования 58
в) Исследования посредством шурфования и бурения 60
1) Шурфование . . . —
2) Железный щуп (зонд) —
3) Бурение 61
г) Исследование пробной нагрузкой и пробной забивкой свай 71
д) Химические исследования —

Часть вторая — СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ

1. Дерево 73

а) Виды дерева —
б) Время рубки . 76
в) Технические условия 77
г) Приемка . 78
д) Срок службы 79
д) Вредители дерева . . . 81
ж) Предохранение дерева от разрушения 85

НТБ ДНУЖТ

Стр.

1. Ограждение дерева песчаной засыпкой 85
2. Одежда свай . 87
3. Пропитывание дерева 88

2. Железо 90

а) Общие замечания . —
б) Образование ржавчины 91
в) Предохранительные меры против ржавчины 93
1. Очистка ржавчины —
2. Окраска 94
3. Оцинковка 95
4. Изменение состава железа 96

3. Бетон . 97

а) Цемент . —
б) Гранулометрический состав инертных добавок 98
в) Вода . . 103
г) Плотность бетона . . . 105
д) Выход бетона, количество материалов 111
е) Приготовление бетона . . . 114
ж) Химические воздействия на бетон 116
1. Характер разрушений —
2. Меры защиты . 119
з) Бетон с добавлением трасса и извести 122
1. Цементно-трассовый бетон —
2. Известково-трассовый бетон 125
3. Цементно-известковый бетон —

Часть третья — СВАИ И ШПУНТОВЫЕ СТЕНКИ

1. Деревянные сваи 130

а) Длина свай . —
б) Толщина свай —
в) Обделка нижнего конца свай 131
г) Голова сваи . . 134
д) Наращивание свай . . . . . —
е) Сваи, работающие на растяжение —

2. Деревянные шпунтовые стенки . 135

а) Устройство шпунта —
б) Заострение 136
в) Голова шпунта 138
г) Спаренные брусья —
д) Толщина шпунта . —
е) Угловые сваи, схватки, насадки —

3. Железные сваи 139

а) Винтовые сваи —
1. Деревянные сваи с винтами —
2. Железные винтовые сваи —
б) Дисковые сваи . . 143
в) Сваи с острым наконечником 144

4. Железные шпунтовые стенки 146

а) Общий обзор . . —
б) Конструкция замка . 150
в) Прочность железного шпунта . . . 152
г) Детали современных распространенных систем 155
д) Соединения углов и устройство насадок 159

НТБ ДНУЖТ

Стр.

5. Сваи и шпунтовые пластины из железобетона 162

а) Сплошные железобетонные сваи —
1. Форма —
2. Бетон . 153
3. Армировка 165
4. Острие свай —
5. Голова сваи . . —
6. Сваи, работающие на растяжение . . 170
7. Сваи с приспособлениями для подмыва —
8. Изготовление свай 171
б) Железобетонные шпунтовые пластины 172
1. Форма и устройство шпунта —
2. Арматура шпунта 176
3. Изготовление 177
4. Особые формы . —
в) Железобетонные пустотелые сваи 181
1. Пустотелые сваи, изготовленные торкретированием —
2. Сваи из центробежного бетона —
3. Железобетонные пустотелые сваи 182
г) Железные сваи и шпунтовые пластины в бетонной оболочке 186
д) Набивные сваи из бетона и железобетона . 188
1. Набивные сваи без обсадных труб . . . . . —
2. Набивные сваи с забиваемыми и снова извлекаемыми из грунта обсадными трубами 189
3. Набивные сваи с забиваемыми и остающимися в грунте обсадными трубами 191
4. Набивные сваи с извлекаемой обратно из грунта трубой 194
5. Набивные сваи с остающейся в грунте оболочкой 196

6. Сваи из дерева и железобетона 198

7. Погружение свай и шпунтов 199

а) Забивка . . . . —
1. Производство работ —
2. Забивка деревянного шпунта 204
3. Забивка железного шпунта 205
б) Подмыв 208
в) Погружение бурением и завинчиванием 211

8. Сопротивление свай 211

а) Расчет сопротивлений свай —
б) Опытные данные . . 218
в) Пробная нагрузка свай —
г) Пробные забивки свай 220

9. Сравнение различных конструкций 220

а) Сваи . . —
б) Шпунтовые стенки 222

Часть четвертая — КОТЛОВАНЫ

1. Дно котлована 224

2. Обделка боковых поверхностей котлована —

а) Откосы . —
б) Крепление . . . —
в) Деревянные стенки из волнистого железа 228
г) Шпунтовые стенки . . 229
1. Постановка распор —

НТБ ДНУЖТ

Стр.

2. Извлечение шпунтовых стенок из грунта 231
3. Водонепроницаемость шпунтовых стенок 233
д) Перемычки . . 234
1. Земляные перемычки —
2. Одиночные перемычки . . . . . —
3. Деревянные перемычки с двойной стенкой 235
4. Железные перемычки 240
5. Размеры и детали перемычек 241
6. Камерные перемычки 247
7. Бетонные перемычки . . 248
8. Прочие конструкции перемычек 250
9. Расчет перемычек . 252

2. Водоотлив 258

а) Откачка воды из котлована . —
б) Понижение уровня грунтовых вод . . 262
1. Общие соображения . . . . . —
2. Отдельные детали устройств для понижения уровня грунтовых вод 265
α) Фильтрационные колодцы —
β) Всасывающие трубы 271
γ) Всасывающая и нагнетательная линии 274
δ) Насосы 275
ε) Приспособления для выпуска воздуха . 277
ζ) Этажное понижение уровня грунтовых вод 278
3. Расчеты понижения горизонта грунтовых вод 281

НТБ
ДНУЖТ

ПРЕДИСЛОВИЕ

10 апреля 1931 г. восьмидесяти восьми лет от роду умер в Германии д-р инж. Л. Бреннке, автор «Оснований и фундаментов».

В течение 50 лет он пользовался широкой мировой известностью.

Людвиг Бреннеке родился в 1843 г. в Лейтцкау в Германии. По окончании курса средней школы он работал в слесарной мастерской, а 20 лет от роду начал посещать Промышленную академию в Берлине и затем Строительную академию, Горную академию и университет. Закончив специальное образование 24 лет от роду, Л. Бреннеке работал на постройке крупных железнодорожных мостов, специализируясь в области фундаментов.

В 1877 г. он как известный специалист был приглашен в Россию консультантом по постройке моста через Неву в Петербурге, а затем принимал участие в составлении ряда проектов мостов через крупные наши реки: Неву, Днепр и др. с кессонными фундаментами.

После четырехлетнего пребывания в России Л. Бреннеке вернулся в Германию и работал в области фундаментов портовых сооружений, а в 1891 г. — на постройке первого большого сухого дока в Киле.

В 1899 г. был назначен директором портовых сооружений, в 1904 г. по состоянию здоровья оставил службу и ушел в отставку.

Л. Бреннеке известен своими трудами в области гидротехники, главным образом по основаниям и фундаментам. Используя многолетний и широкий опыт, он дает в своих печатных произведениях ценные указания для проектирования и производства работ.

Наибольшею известностью пользуется его труд «Основания и фундаменты», вышедший первым изданием в 1887 г. и переведенный на многие иностранные языки. На русский язык первый и прекрасный перевод сделан инж. А. И. Никольским в 1901 г.

Последнее, четвертое, издание, несмотря на отсутствие в нем механического оборудования работ, помещенного в третьем издании, по объему превосходит все предыдущие и выходит в трех томах.

До настоящего времени вышли из печати два тома. Первый том содержит устройство оснований (котлованы, ограждения их и водоотлив) и свайных фундаментов; второй том дает многочисленные примеры свайных сооружений, преимущественно гидротехнических; третий том включает прочие системы фундаментов.

Исключительная полнота и разносторонность практических сведений и расчетов, многочисленные иллюстрации конструкций, критическая оценка их и обилие ссылок на литературу составляют главную ценность капитального труда Л. Бреннеке, охватывающего современ-

НТБ ДНУЖТ

ные достижения искусственного понижения грунтовых вод, применения железного шпунта, железобетона и др.

Известные иностранные специалисты — Кольберг, Энгельс, Клейнлогель, Шульце — в ряде технических журналов «Bautechnik», «Bauningenieur», «Zentralblatt der Bauverwaltung» и др. называют классический труд маститого специалиста настольной книгой инженера-строителя и пособием для изучающего основания и фундаменты.

Последнее издание, заканчивающееся после смерти Л. Бреннеке,— достойный памятник его имени.

П. Смиренкин.

НТБ
ДНУЖТ

ПРЕДИСЛОВИЕ К ЧЕТВЕРТОМУ НЕМЕЦКОМУ ИЗДАНИЮ.

В 1923 г. д-р инж. Л. Бреннеке обратился ко мне с предложением выпустить совместно с ним новое издание «Оснований и фундаментов». После выпуска в 1906 г. третьего издания своей книги Л. Бреннеке до 1917 г. отмечал все новое, появляющееся в этой области, так что на мою долю осталась работа по использованию достижений самого последнего времени и окончательная обработка всего труда.

При обработке материала однако скоро выяснилось, что потребуется полная переработка всей книги. Оказалось также, что полнота наших современных знаний в области устройства оснований значительно увеличивает объем книги и поэтому целесообразно разделить ее на два тома.

Выпускаемый в настоящее время первый том содержит основные сведения о грунтах оснований, о наиболее важных строительных материалах в устройстве фундаментов, о сваях и шпунтовых стренках как самых существенных частях фундаментов сооружений и наконец о выемке котлованов и водоотливов. Во втором томе должно быть помещено устройство отдельных видов фундаментов. В противоположность предшествующим изданиям сведения о строительных машинах выпущены, так как таковые достигли с тех пор такого развития, что разбор их следует предоставить соответствующим руководствам по этой специальной области.

Что касается главы «Грунты основания», то следует заметить, что труд д-ра инж. Терцаги «Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage», Лейпциг и Вена 1925 г., стал известен нам после того, как первый том был сверстан, и потому приведенные там данные не могли быть использованы.

В предварительных работах (подыскание источников литературы) мне была оказана помощь дип. инж. Фабиенке.

Целый ряд строительных предприятий оказал мне поддержку, любезно предоставив в мое распоряжение чертежи и другие материалы. Считаю необходимым искренне благодарить эти предприятия и издательство, способствовавшие полноте содержания этой книги и ее внешнему оформлению.

Эрих Ломейер.

Берлин, ноябрь 1926 г.

НТБ ДНУЖТ

ПРЕДИСЛОВИЕ К ТРЕТЬЕМУ НЕМЕЦКОМУ ИЗДАНИЮ.

Во втором издании «Оснований и фундаментов» (1893 г.) прибавлены «Дополнения к устройству оснований» в соответствии с развитием этой области в последнее время.

Настоящее третье издание пополнено новыми достижениями за истекшие 13 лет.

Помимо некоторых научных исследований надо обратить внимание на подробно разработанную главу о применении железобетона в устройстве фундаментов.

Распределение материалов в новом издании в главных чертах произведено по тому же принципу, как и в прежних изданиях, хотя некоторые отделы и претерпели изменения: добавлен новый отдел «Исправление и усиление фундаментов».

Представляя в распоряжение товарищей по профессии результаты моей богатой опытом и работой жизни, я прошу встретить новое издание так же снисходительно и благосклонно, как и вышедшие ранее.

Л. Вреннеке.

Нов. Изенбург в Гессене. Март 1906 г.

НТБ
ДНУЖТ

ГРУНТ ОСНОВАНИЯ.

1. Свойства различных родов грунта.

а) Скала.

Скалистый грунт — это каменистая связная горная порода разнообразного химического состава и строения. Наиболее важные из таких горных пород следующие: и з в е р ж е н н ы е (эруптивные), к которым относятся гранит, сиенит, диорит, габбро, трахит, базальт, диабаз, и породы осадочные (седименты): серая вакка, песчаник, глинистый сланец, гипс, ангидрит, каменная соль, известняк, доломит, кварцит и кремнистый сланец; к кристаллическим сланцам принадлежат гнейс, слюдяной сланец, глинисто-слюдяной сланец, (филит) и авгит. При достаточной мощности (не менее *3 м*) и горизонтальном напластовании скала является наилучшим грунтом основания; необходимо однако, чтобы она в действительности представляла сплошной массив и не обнаруживала пустот, трещин или выветренных мест. Сооружение повсюду нужно основывать на очищенной, невыветрившейся, «материковой» скале; галька, обломки и выветрившаяся порода подлежат удалению. Незначительные пустоты заполняются каменной кладкой или бетоном; в случае больших пустот отдельные опоры доводят до прочного грунта. Верхняя поверхность скалы в необходимых случаях обделывается в виде уступов. Скалистые породы, которые легко подвергаются выветриванию или страдают от морозов, должны быть удалены с основания или защищены засыпкой земли или как-нибудь иначе.

Особенно опасными являются породы, размываемые водой, так как в этом случае всегда существует опасность дальнейшего размывания. Если имеются подземные воды, то при ответственных сооружениях зачастую не остается иного выхода, как выбрать для постройки другое место, так как только в редких случаях удается дать себе надлежащий отчет о режиме этих потоков и еще реже достаточно надежно уберечься от причиняемого ими вреда. Со значительными провалами следует считаться в каменных породах, подвергающихся действию воды, например в гипсе, ангидрите, солях, а также в известняках и доломитах; последние опасны в общем только тогда, когда трещины и пустоты могут быть размыты текущей и в особенности напорной водой.

Главным образом следует быть осторожным в местностях горных

НТБ ДНУЖТ

разработок; в районе каменноугольных копей опасны даже мощные скальные пласты, если удалить лежащие под ними слои угля. Поэтому при более серьезных сооружениях необходимо исследовать, не имеются ли под основанием штольни и, в особенности, не угрожают ли сооружению старые забытые выработки, расположение которых уже неизвестно. Заполнение штолен может уменьшить или совершенно устранить опасность осадки. Особенно опасны районы соляных копей, так как в этом случае размеры промоин от соляного раствора большею частью мало известны.

б) Галька, каменные осыпи.

Каменные осыпи, образуемые в результате обрушения крутых склонов, встречаются в виде скоплений отдельных камней или соединенных вяжущим веществом. Такие неоднородные отложения требуют особой осторожности; в большинстве случаев они не являются достаточно прочными, чтобы служить основанием для серьезных сооружений. Зачастую вся масса находится еще в движении или может быть выведена из равновесия в результате дальнейших обвалов.

в) Гравий.

Отложенные водой, измельченные и округленные обломки каменных пород носят следующие названия [1]: песок—при величине зерен не свыше 2 *мм*, хрящеватый песок — при величине их до 5 *мм*, гравий — до 70 *мм*, а крупнее — галька, дресва, щебень или валуны. Приведенные разграничения не являются общепринятыми; в качестве границы между песком и гравием часто принимается также величина зерен в 3 *мм*. Гравий ледникового происхождения часто бывает загрязнен глинистыми, суглинистыми или мергелистыми примесями или же разделяется глинистыми и суглинистыми слоями; он является очень хорошим грунтом основания, если чист, залегает равномерно, плотно и слоем достаточной мощности (по крайней мере 3 *м*). В гравии ледниковых отложений следует считаться со значительной их неоднородностью; о наличии такого рода отложений можно сделать заключение на основании имеющихся в нем выветрившихся частиц. Прочность грунта уменьшается глинистыми прослойками; необходима особая осторожность, если прослойки эти наклонны и могут образовать плоскости скольжения.

г) Песок.

В зависимости от величины зерен различают: [2]

Хрящеватый песок	. по диаметру зерен от	2 до 5	*мм*
Очень крупный „	при диаметре „	1 „ 2	„
Крупный „	„ „ „	0,5 — 1	„
Средний „	„ „ „	0,1 — 0,5	„
Мелкий „	„ „ „	0,02 — 0,2	„

[1] У нас в СССР приняты классификации Центрального исследовательского автодорожного института Цудортранса и Главного геологоразведочного управления, незначительно отличающиеся друг от друга. *Прим. ред.*

[2] См. предыдущее примечание.

НТБ ДНУЖТ

Вследствие большей твердости кварца песок по большей части кварцевый, но в нем имеются также зерна слюды, известняка, роговой обманки, полевого шпата и др. В песке зачастую встречаются глинистые и суглинистые примеси; нередко он прорезывается глинистыми и суглинистыми прослойками. Часто в песке имеется наличие окиси и гидрата окиси железа («железистые пески»).

Песок представляет хорошее основание, когда он равномерно осажден водой и залегает плотным слоем не менее 3 *м*, не подвергаясь действию текущей воды. Песок, насыщенный грунтовой водой, разрыхляется от сотрясений (свайная бойка). Равным образом необходимы меры предосторожности и при переменной нагрузке сооружений (в шлюзах, доках, мостовых быках и устоях). Мелкий песок может нести значительную постоянную нагрузку при условии обеспечения своей плотности, поэтому следует во всяком случае обращать особое внимание на условия водоотлива в таком грунте, так как вместе с водой чрезвычайно легко удаляются и более мелкие песчинки, вследствие чего нарушаются плотность и прочность грунта и уменьшается его несущая способность. В мелком песке лучше не применять обыкновенного водоотлива, а прибегать к понижению грунтовых вод, если не представляется возможным подводное бетонирование. Если же водоотлив неизбежен, то перед кладкой фундамента следует позаботиться о том, чтобы снова уплотнить разрыхлившийся грунт основания без дальнейшего его нарушения. При известных условиях можно достигнуть уплотнения грунта основания, поддерживая при помощи насосов некоторое время уровень воды в котловане несколько выше уровня грунтовых вод; вода, проходя вниз через грунт к грунтовым водам, будет его уплотнять.

Наслоения сыпучего песка могут служить основанием только в том случае, если они искусственными мерами (заиливание или трамбование)[1] укрепляются и защищаются от действия ветра.

В проточной воде песчаный или гравелистый грунт подлежит защите от размыва.

В мелком песке под водою[2] следует быть осторожным, если дно котлована располагается на различных высотах или, как это бывает например при сооружении мостов, один из котлованов осушается, между тем как поблизости находится уже готовая опора; может случиться, что из готовых частей котлована или из-под опоры грунт будет выпирать в только что осушенные пониженные части; это поведет к разрыхлению грунта под готовым сооружением. В некоторых случаях такие разрыхления не обнаруживаются своевременно, так как вначале их можно заметить только по выносам в те части котлована, где происходит выемка земли.

д) Глина.

Глина состоит из мельчайших частиц различных каменных пород — кварца, полевого шпата, слюды, талька, каолина и т. д., часть которых по своим свойствам в этом измельченном состоянии подобна коллоидам (магнезиальная слюда, тальк). Глины часто бывают сме-

---

[1] По всей вероятности с растительной землей.

[2] Относительно наносного леска см. ниже главу «Обследование основания и грунтовых вод».

НТБ ДНУЖКТ

шаны с песком, известковым шпатом, гипсом, серным колчеданом и т. п. По химическому составу они состоят главным образом из алюминиевых силикатов, смешанных с другими силикатами. В зависимости от своего происхождения глины разделяются на самые разнообразные виды. В результате добавления извести во время отложения глины таковая переходит в мергель.

Глина обладает пластичностью и жирновата на ощупь; она разбухает в случае сырости и уменьшается в объеме при высыхании. Глина лишь очень медленно впитывает воду, значительно медленнее. чем суглинок; с другой стороны, она может принять в себя сравнительно большое количество воды.

Количество впитываемой влаги. повидимому, находится в зависимости от содержания коллоидов [1]. По Аттербергу [2] тяжелые глины могут впитывать в себя воду в количестве от 38,6 до 56% своего объема, тощие глины — до 26% и суглинки — до 20,7%. Впитывая воду, они разбухают и плотно заполняют пустоты (штольни, котлованы). При дальнейшем впитывании воды они начинюат растекаться; жирные глины становятся вязкими и текучими при пропитке водою в количестве 87% своего объема, тощие — при 69% и суглинки — при 40%. Растекание начинается с верхней поверхности и распространяется по мере растворения глины на внутренние части: от сотрясений (под действием движущихся поездов, под фундаментами машин) процесс растекания ускоряется. Под влиянием указанного процесса поверхность глины делается скользкой, мыльной, обусловливая при наклонном положении слоев скольжение. При высыхании глина по своей наружной поверхности растрескивается, так как просыхание внутренних частиц грунта не поспевает за наружными; на морозе глина с наружной поверхности крошится.

Глинистый грунт недолго выдерживает сравнительно значительную нагрузку и постепенно в течение весьма продолжительного времени поддается ее действию: здания, основанные на грунте, состоящем из глины и глея, испытывают осадку на протяжении многих лет [3].

Такое явление, повидимому, связано с тем, что глинистый грунт, разбухая при впитывании воды и производя вокруг себя значительное давление под влиянием нагрузки сооружения, отдает постепенно содержащуюся в нем воду и уменьшается в объеме — садится [4]. Если содержание воды не слишком велико, так что глина не мягка и пластична, а, наоборот, тверда и довольно крепка, и если при этом дальнейший доступ воды исключается, то такой глинистый грунт следует считать пригодным для основания при мощности от 3 до 4 *м*. Однако и в этом случае следует считаться с продолжительными и значительными осадками. Поэтому в таком грунте нагрузка должна распределяться совершенно равномерно, чтобы избежать опасной различной осадки.

То обстоятельство, что глина дает медленную осадку под действием нагрузки, особенно проявляется при забивке свай; при частых ударах бабы глинистый грунт оказывает большое сопротивление, так

---

[1] „Zentralbl. d. Bauv.“, 1925, стр. 364.

[2] Stiny, Techn. Geologie, стр. 743, Штутгарт 1922.

[3] Гидродинамические явления в грунтах, Terzaghi, Erdbaumechanik, 1925, и Н. М. Герсеванов, Основы динамики грунтовой массы, 1931.

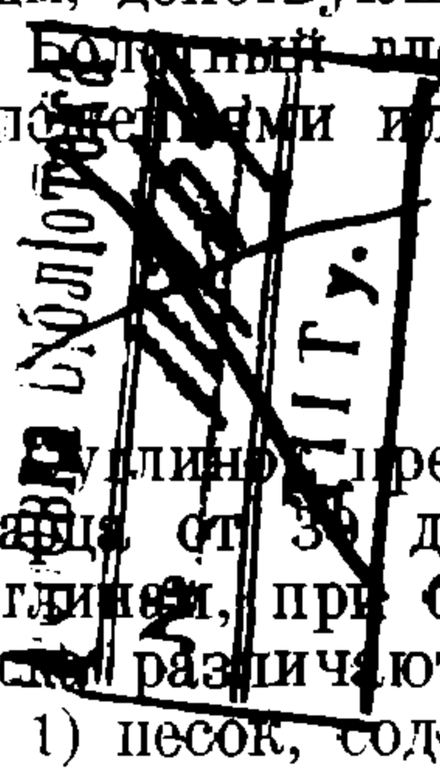
[4] Явление это объяснено проф. К. Терцаги в его труде „Erdbaumechanik“, 1925.

ЧТБ ДНУЖТ

что в конце концов свая дает отказ. После перерыва, во время которого напряжения в грунте могут несколько ослабнуть, свая снова начинает хорошо итти. В глинистом грунте медленная забивка всегда оказывается более выгодною, чем быстро следующие друг за другом удары. Известно также, что сваи благодаря своей собственной упругости и упругости глинистого грунта при быстрой забивке хотя и опускаются под действием ударов бабы, однако иногда и возвращаются в прежнее положение (отраженный удар).

Упругость глинистого грунта причиняет также нередко затруднения при забивке свайного ростверка в шпунтовом ограждении. Грунт благодаря сваям вначале уплотняется, но затем постепенно стремится притти в нормальное положение и отжимает наружу шпунт и наружные сваи. При этом он может еще подниматься как во время, так и после забивки, приподнимая вместе с собой даже забитые сваи; впрочем не исключается возможность и того, что глинистый грунт и сваи поднимаются кверху под влиянием давления воды, действующей в вырытом котловане снизу.

Болотный ил очень схож с глинистым грунтом; он образуется отложениями ила, и крепость его зависит от давности образования.



е) Суглинок.

Суглинок представляет собою смесь песка и глины с содержанием кварца от 30 до 70%: при меньшем содержании грунт относится к глинам, при большем — к пескам. В зависимости от содержания песка различают:

1) песок, содержащий немного глины или суглинка;
2) песок, содержащий глину или суглинок;
3) глинистый (суглинистый) песок;
4) песчаную глину (суглинок);
5) глину (суглинок), содержащую песок;
6) глину (суглинок), содержащую немного песка.

Суглинок представляет посредственный грунт для основания; его способность сопротивления меняется в зависимости от состава. Песчаный суглинок может обладать хорошим сопротивлением, однако разжижается водой еще легче, чем чистая глина, и притом тем скорее, чем больше содержит песка. Прослойки чистого песка в суглинке представляют опасность, облегчая доступ воды.

ж) Растительная земля.

Растительная земля, насыпной грунт, торф, болотная почва, ил. молодой торф (ил, отложившийся между морской травой и другими морскими водорослями, который благодаря насыщению остатками растений не уплотняется, несмотря на лежащие сверху сами по себе мощные слои грунта), молодой глей, который еще недостаточно высох и неплотно осел, — являются плохими грунтами для основания, на которых в общем не следует основывать сооружений. В большинстве случаев приходится проходить их насквозь и опускать фундамент до нижележащего прочного грунта.

ГГБ ПНУКТ

з) Перемежающиеся слои.

Если более слабые песчаные и гравелистые пласты лежат над мощными скалистыми, то в виде общего правила они подлежат удалению, и сооружение основывается на скале. Это необходимо в текучей воде или при наклонной верхней поверхности скалы. В стоячей воде или сухом месте пласты песка и гравия, расположенные выше скалы, могут служить основанием, если они не могут уходить в сторону.

Слабые песчаные и гравелистые пласты, расположенные над мощными пластами крепких глин или суглинка, обычно удаляются. В ответственных сооружениях удаление их безусловно необходимо, особенно в тех случаях, когда равнодействующая всех сил имест наклонное направление.

Если слабые глинистые или суглинистые пласты расположены над мощными пластами скалы, гравия или песка, то при устройстве оснований рекомендуется удалять глину и суглинок даже в том случае, когда они сами по себе являются достаточно крепкими. Пласт глины оставляется в текучей воде только при условии, если он представляет действительную защиту против подмыва сооружения.

и) Поверхности сдвига.

Всякий раз при устройстве основания следует обращать внимание, не существует ли в нем возможности сдвига и нет ли причин для этого, другими словами не имеют ли грунтовые слои такого падения, что верхние могут скользить по нижележащим. Поверхности скольжения образуются по наклонным пластам глины и суглинка, а также и гладкой скалы[1], особенно если скалистые, глинистые и суглинистые пласты не пропускают влаги и перекрыты водопроницаемыми пластами гальки, гравия или песка. Скольжение может быть вызвано нарушением равновесия грунта выше поверхности скольжения в результате возведения сооружения. Опасность особенно велика, если поверхности скольжения выходят ниже сооружения в естественную или искусственно созданную выемку. Скольжение облегчается тем, что вода стекает по поверхности непроницаемого пласта, которая благодаря этому все более обмыливается и делается скользкой. Ни при каких условиях нельзя останавливаться при устройстве основания выше подобной поверхности скольжения — либо следует располагать его ниже, либо же предотвращать опасность скольжения устройством свайного ростверка. Во многих случаях опасность сдвига уменьшается отводом воды. Если существует возможность образования поверхностей скольжения, то недостаточно произвести исследование нижележащего грунта только на месте постройки, а необходимо обследовать все простирание пластов. Во многих случаях только геологические изыскания дают возможность определить опасные направления скольжения[2].

При этом следует обратить внимание еще на одну особенность, ко-

---

[1] Современным примером является обрушение плотины в долине р. Глено в верхней Италии, которое объясняется главным образом наклоном гладкого скалистого основания (Z. d. V. d. J., 1924, стр. 1181).

[2] Ср. „Bauingenieur", 1922, стр. 357.

НТБ ДНУЖТ

торая часто служит причиной ошибочного определения падения пластов: если на склоне долины пласты выходят наружу, то часто под действием скатывающихся продуктов выветривания они загибаются при выходе, как это указано на рис. 1 [1]. Действительное положение пластов в таком случае часто не поддается точному определению.

Поверхности скольжения являются опасными и тогда, когда они расположены горизонтально; сооружение в таком случае может сдвинуться под влиянием неравномерной нагрузки основания.

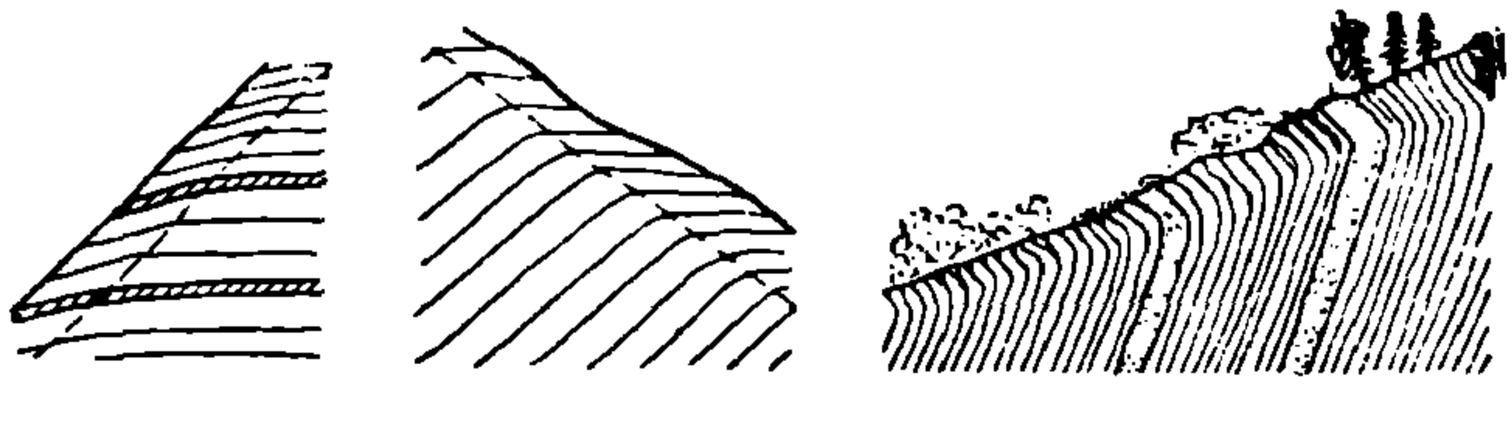


Рис. 1. Загиб пластов на крутых склонах (по Кейльгаку).

В качестве примера можно указать на обрушение набережной в Брусбюттеле [2], где ниже свайного растверка находился горизонтальный пласт толщиной около 1 *м* мелкого, очень жирного, почти илообразного глея, до которого сваи не были доведены. Этот пласт под давлением засыпки набережной поднялся со дна гавани и вызвал движение стены, которая вместе с засыпкой соскользнула вперед по поверхности сдвига в воду.

2. Сопротивление грунта основания.

а) Общие понятия, расчет.

Под несущей способностью грунта разумеют допустимую нагрузку на квадратную единицу его поверхности [3]. Грунт под нагрузкой вначале поддается понемногу; при увеличении нагрузки осадки увеличивается все скорее и скорее до тех пор, пока не будет достигнут предел сопротивления; в этом случае сооружение дает резкую осадку. Процесс деформации грунта под действием нагрузки проходит таким образом, что в первую очередь грунт под подошвой сооружения уплотняется. Область уплотнения представляется примерно в виде параболоида, основанием которого служит подошва сооружения, а высота увеличивается с возрастанием нагрузки. Подошва сооружения сначала лишь медленно следует за сжимающимся грунтом области уплотнения, а затем быстрее по мере ее заострения книзу. Наконец боковые поверхности области уплотнения становятся крутыми, трение грунта по ним преодолевается, окружающий грунт раздвигается перед движущейся вниз наподобие клина уплотненной

---

[1] Заимствовано из Stiny, Technische Geologie, стр. 357.

[2] „Zeitschr. f. Bauw.“, 1897, стр. 525. Неравномерное распределение нагрузки должно быть ограничено известным пределом, например разница краевых напряжений не должна превосходить 20%.

[3] Отождествление несущей способности и допутстимой нагрузки неправильно, так как под несущей способностью грунта подразумевается его свойство оказывать сопротивление нагрузке, а допустимая нагрузка определяет числовую величину этого сопротивления и притом в условиях незначительной, не нарушающей целостность осадки сооружения. *Прим. ред.*

НТБ ДНУЖТ

массой, и сооружение дает резкую осадку, достигая предела сопротивления грунта.

Допускаемая нагрузка является частью предела сопротивления и должна во всяком скучае быть менее той, после которой наступает быстрое возрастание осадок. Допустимая нагрузка должна быть такова, чтобы осадка сооружения была незначительна и не угрожала сооружению. Какую часть несущей способности можно принять в качестве допустимой нагрузки, зависит от значения сооружения и размера безопасной допустимой осадки. Определенных числовых данных об отношении допустимой нагрузки к несущей способности грунта в литературе почти нет. В плотно слежавшемся песчаном и гравелистом грунтах допустимую нагрузку можно принять в размере $^1/_3$. а при глинистом и суглинистом грунтах — $^1/_4$ предельного сопротивления, не превышая однако той нагрузки, после которой осадки начинают расти быстрее.

Сопротивление грунта зависит прежде всего от его свойств непосредственно под сооружением, но кроме того и от окружающего грунта выше и ниже поверхности основания. Далее существенно важны: характер залегания пластов, падение их и мощность, содержание воды и обмен ее в грунте. При переменной нагрузке сопротивление грунта падает. В особенности оно понижается под влиянием сотрясений (железнодорожного и уличного движения, находящихся в работе машин, работ по забивке свай и т. д.).

Величина, очертание и глубина заложения фундамента сооружения также оказывают свое влияние.

Если исходить из предположения, что сооружение дает осадку только после образования уплотненного земляного клина под фундаментом, то очевидно, что под большими площадями от нагрузки этот клин должен уходить в землю глубже, чем под малыми, требуя для этого более высокой нагрузки на единицу поверхности грунта. Таким образом при различных, но подобных друг другу поверхностях основания сопротивление грунта растет вместе с увеличением размеров основания; сопротивления округленных поверхностей больше вытянутых, кольцевых или с развитой площадью. Опыт подтверждает эти положения, но вследствие разнообразия грунтовых условий и многочисленности других влияний не дает твердых оснований для выводов закономерной зависимости сопротивления грунта от очертаний и размеров загруженных поверхностей.

Многочисленные исследователи и между ними некоторые с такими известными именами, как Ранкин, Шведлер, Мор, Винклер и Форхгеймер, пытались установить соответствующую зависимость, однако до сих пор эти исследования не дали практических результатов.

Одно только влияние глубины заложения подошвы сооружения можно до известной степени надежно определить расчетным путем. Шведлер [1] и Курдюмов [2] исходили в своих расчетах из того, что грунт под сооружением выпирается в сторону (рис. 2). Крей [3] основывается на предположении, что под сооружением шириною BC и длиной, рав-

---

[1] „Zentralbl. d. Bauv." 1891, стр. 90.

[2] „Zivilingen.", 1892, стр. 203. Обзор прежних расчетов дается Энгессером в „Zentralbl. d. Bauv.", 1893, стр. 306.

[3] Krey, Erddruck, Erdwiderstand u. Tragfähigkeit des Baugrundes in grössere Tiefe, изд. 2, стр. 70 и сл., Берлин 1918.

НТБ ДНУЖКТ

ной единице (рис. 3), образуется земляной клин BCD, который вместе с сооружением опускается вниз, между тем как грунт с обеих сторон скользит по боковым поверхностям BD и CD. Угол A у вершины клина может быть определен из того условия, что он должен соответствовать наименьшему значению силы сопротивления. Если обозначить через

γ — объемный вес грунта,

ρ — угол естественного откоса,

t — глубину основания под поверхностью земли, то по Крею сопротивление грунта на квадратную единицу площади на глубине t:

$$\sigma_t > \gamma t \frac{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\rho}{2}\right)}{\operatorname{tg}^4\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\rho}{2}\right)} \cdot \geqq \gamma t \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\rho}{2}\right), \qquad (1)$$

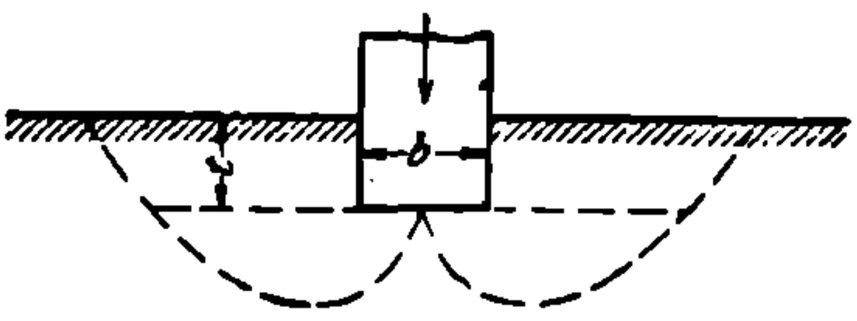


Рис. 2.

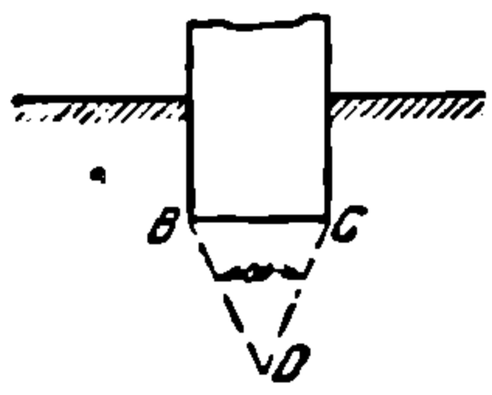


Рис. 3.

Знак равенства имеет место тогда, когда противодействующее движению клина BCD давление земли равно γh: Крей называет его «естественным давлением» земли. Однако возможно, что оно значительно больше и может достигнуть полного значения отпора земли $\gamma h \operatorname{tg}^2\left[\frac{\pi}{4}+\frac{\rho}{2}\right]$ или даже превысить эту величину; предел его едва ли можно вообще установить. Хотя правая часть выражения (1) представляет собою выражение отпора земли, однако она основана на «естественном давлении» земли и обеспечивает таким образом достаточную прочность.

Грунт под сооружением более или менее разгружается трением подошвы фундамента, который действует на поверхность основания, поэтому нагрузка сооружения начинает передаваться грунту выше подошвы фундамента, который действует на поверхность основания, превышающую площадь подошвы фундамента. Трение между грунтом и боковой поверхностью фундамента зависит от действующего на него (активного) давления земли, которое может быть определено по Ранкину. Разгрузка подошвы сооружения трением по боковой поверхности фундамента или, другими словами, увеличение сопротивления основания равно:

$$\sigma_r = \mu \frac{U}{F} - \frac{1}{2} \gamma t^2 \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4}-\frac{\rho}{2}\right), \qquad (2)$$

где μ обозначает коэфициент трения, U — периметр (мера длины), а F — площадь подошвы сооружения. При этом в случае засыпки сооружения разрыхленной землей или применения опускных колод-

НТБ ДНУЖТ

цев, периметр которых у ножа больше, чем поверху (земля вокруг колодцев очень разрыхлена), следует принимать наименьшее из возможных значений для давления земли, т. е. наибольшее значение для угла трения. Если существует опасение, что окружающий сооружение грунт будет удален (например в результате подмыва у мостовых быков), то трение не принимается во внимание. С другой стороны, при забивке свай можно допускать большие нормы давления земли вследствие влияния уплотнения грунта. Условия работы свай будут рассмотрены далее.

В тот момент, когда наступает движение сооружения, горизонтальное направление давления земли отклоняется вверх и одновременно с этим активное давление земли, действующее в состоянии покоя, переходит в отпор земли (пассивное давление); величина отпора во много раз больше и достигается одновременно с отклонением давления земли на полную величину угла трения[1]. Таким образом при благоприятных условиях можно было бы принимать в расчет значительно более высокие нормы, чем приведенные в уравнении (2); однако ввиду затруднений в определении этих величин следует базироваться на активном давлении земли, имея при этом в виду, что в этом случае расчет производится с достаточной надежностью.

Если обозначить — сопротивление грунта на поверхности земли, то согласно уравнениям (1) и (2) сопротивление грунта на глубине t равно:

$$\sigma = \sigma_0 + \sigma_t + \sigma_r \geqslant \sigma_0 + \gamma t \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2}\right) + \\ + \frac{1}{2} \mu \gamma \frac{U}{F} t^2 \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2}\right). \qquad (3)$$

При различных напластованиях толщиною $t_1 - t_2$ и т. д. следует определить увеличение сопротивления отдельных слоев, причем для значений σ_n нужно подставлять следующие величины:

$$\left.\begin{aligned} \sigma_{r_1} &= \frac{1}{2} \mu_1 \gamma_1 \frac{U_1}{F} t_1^2 \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\rho_1}{2}\right), \\ \sigma_{r_2} &= \frac{1}{2} \mu_2 \gamma_2 \frac{U_2}{F} t_2 \left(t_2 + 2 t_1 \cdot \frac{\gamma_2}{\gamma_1}\right) \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\rho_2}{2}\right), \\ \sigma_{r_3} &= \frac{1}{2} \mu_3 \gamma_3 \frac{U_3}{F} t_3 \left(t_3 + 2 t_2 \frac{\gamma_2}{\gamma_1} + 2 t_1 \frac{\gamma_3}{\gamma_1}\right) \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\rho_3}{2}\right). \end{aligned}\right\} \qquad (4)$$

Уравнения (1—4) действительны (как впрочем и вообще учение о давлении земли) для неупругого, лишенного сцепления, но способного вызывать трение рыхлого грунта вроде чистого песка и гравия. Для всех других родов грунта, в особенности для грунтов, богатых коллоидами, как глина и суглинок, которые благодаря сцеплению (соединению частиц грунта друг с другом, дающему ему возможность воспринимать усилия от растяжения и сдвига) и упругости реагируют

[1] Ср. в этом отношении опыты Энгельса „Zeitschr. f. Bauw.“, 1876, стр. 409.

НТБ ДНУЖТ

совершенно иначе, в настоящее время не имеется научно обоснованных методов расчета. Несмотря на огромное хозяйственное значение, которое мог бы иметь бесспорный расчет работы этого грунта. в данном вопросе приходится бродить еще впотьмах и ощупью искать правильного пути. До сих пор методы расчета, действительные для чистого песка, применяются и в отношении остальных родов грунта: задаются подходящими значениями для углов естественного откоса и трения, которые на самом деле явно имеют совершенно другие величины. Если и приходится прибегать к такому вспомогательному приему, то следует все же отдавать себе отчет в относительной справедливости расчета.

В помещаемых ниже таблицах указаны значения для γ, ρ и μ. В отношении величин углов естественного откоса ρ всех других родов грунта кроме песка и гравия действительно то, что было только что о них сказано. Значения $\mathrm{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} \mp \frac{\rho}{2}\right)$ для различных величин могут быть взяты из таблицы 24.

Таблица 1

Род грунта	Объемный вес γ[1] в $т/м^3$	Угол естественного откоса ρ в градусах
Насыпная земля, сухая	1,4	35—40
„ „ свежая естественной влажности .	1,6	40—45
насыщенная водою . .	1,8	27
Песок рыхлый, сухой	1,58—1,65	30—35
„ свежий, естественной влажности	1,8	35—40
насыщенный водой [2] . . .	2,0	20—25
с перегноем или суглинистой почвой, сухой .	1,65—1,75	38—40
Суглинок сухой . .	1,5	40—45
„ мокрый .	1,9	20—25
Глинистый грунт сухой . .	1,6	40—50
„ „ мокрый	2,0	20—25
Гравий сухой . .	1,8—1,85	35—40
„ мокрый	1,86	25
„ очень крупный	1,8	30
Галька угловатая . .	1,8	45
округленная .	1,8	30

[1] Объемный вес плотно слежавшегося грунта указан; песок и гравий в несвязанном состоянии, как они употребляются для приготовления бетона, имеют более легкий вес. Песок 1,3 — 1,6, гравий 1,4 — 1,6: оба естественной влажности (свободно насыпанные без утряски).

[2] Энгельс в своем руководстве для гидротехнических сооружений („Handbuch des Wasserbaues", изд. III, т. II, стр. 1052) дает для песка, пропитанного водою, основанные на собственных опытах величины $\gamma = 2{,}1$ и $\rho = 29°$, Лейпциг 1923.

НТБ ДНУЖТ

Таблица 2

Род грунта	Коэфициент трения μ для трения грунта по:				
	грубо обработанному граниту [1]	листовому железу с заклепками [1]	пиленому еловому лесу	необработанному чугуну [1]	листовому железу без заклепок
Щебень и песок:					
а) сухие .	0,54	0,49	0,51	0,47	0,46
б) мокрые . .	0,48	0,55	0,50	0,50	0,44
Мелкий песок (зыбун):					
а) сухой ...	0,70	0,84	0,73	0,61	0,63
б) мокрый	0,53	0,50	0,48	0,38	0,32

Род грунта	Коэфициент трения μ для трения грунта по:			
	гладкой каменной кладке	шероховатой каменной кладке	гладкому песчанику	шероховатому песчанику [2]
Жидкий ил . .	0,5	0,1	—	—
Более плотный ил . .	0,1	0,2	—	—
Мокрая глина и суглинок .	0,2	0,3	—	—
Песок:				
а) сухой . .	0,6	0,7	—	—
б) мокрый . .	0,3	0,5[3]	—	—
Гравий:				
а) крупный .	—	—	0,57	0,61
б) мелкий	0,4	0,5	0,60	0,62

Пример. Мостовой бык (рис. 4) с гладкой наружной поверхностью. Так как нижняя часть быка имеет больший периметр, чем верхняя, то для последней при определении расчетом следует принимать наибольшие значения углов трения, вызывающих наименьшее давление земли. Сопротивление гравелистого грунта на уровне поверхности земли σ_0 можно принять равным около 12 *кг/см²*, в соответствии с допускаемой нагрузкой в 4 *кг/см²* (стр.):

$$\sigma_{t1} = 1{,}65 \cdot 6 \quad 3{,}0 = 29{,}7 \ \ m/м^2$$
$$\sigma_{t2} = 1{,}9 \cdot 9 \cdot 2{,}12 = 36{,}2$$
$$\sigma_{t3} = 1{,}8 \cdot 5 \cdot 2{,}47 = 22{,}2 \quad „$$
$$\sigma_t \geq 88{,}1 \ \ m/м^2$$

[1] Согласно опытам Шмоля фон Эйзенверта, „Z. d. V. d. I.", 1877, стр. 443.
[2] Согласно опытам Энгельса, «Zeitschr. f. Bauw.», 1896, стр. 409.
[3] При восстановлении шлюза в Гемелингене трение бетона по мокрому крупному песку было определено равным $\mu = 0{,}52$ („Zeitschr. d. Verb. d. Arch.-a. Ing. Ver.", 1914, стр. 68).

НТБ ДНУЖТ

$$\sigma_{r1} = \frac{1}{2} \cdot 0{,}6 \cdot 1{,}65 \frac{24}{48} 6^2 \cdot 0{,}271 = 2{,}4 \ т/м^2,$$

$$\sigma_{r2} = \frac{1}{2} \quad 0{,}2 \cdot 1{,}9 \frac{24}{48} \cdot 9 \left(9 + 2 \quad 6 \frac{1{,}9}{1{,}65} \right) \cdot 0{,}334 = 6{,}5 \ т/м^2,$$

$$\sigma_{r3} = \frac{1}{2} \cdot 0{,}4 \cdot 1{,}8 \frac{24}{48} 5 \left(5 + 2 \cdot 9 \frac{1{,}8}{1{,}65} + 2 \cdot 6 \quad \frac{1{,}8}{1{,}65} \right) 0{,}406 = 15{,}0 \ т/м^2$$

$$\sigma_r \geqq 23{,}9 \ т/м^2,$$

$$\sigma = \sigma_0 + \sigma_t + \sigma_r \geqq 120 + 88{,}1 + 23{,}9 \geq 232 \ т/м^2 \geqq 23{,}2 \ кг/см^2.$$

Если для приращения сопротивления задаться также тройным запасом прочности, то допускаемую нагрузку следует принять около $^1/_3 \sigma = 7{,}7 \ кг/см^2$.

Разгрузка грунта основания в результате трения боковых поверхностей сооружения о грунт значительно меньше, чем приращение сопротивления по мере углублению сооружения, обусловленное более высокой нагрузкой грунта, вытесненного сооружением ($\sigma_r < \sigma_t$). Значения уравнений (2) или соответственно (4) страдают кроме того некоторой неопределенностью при определении угла трения для грунта более значительной глубины.

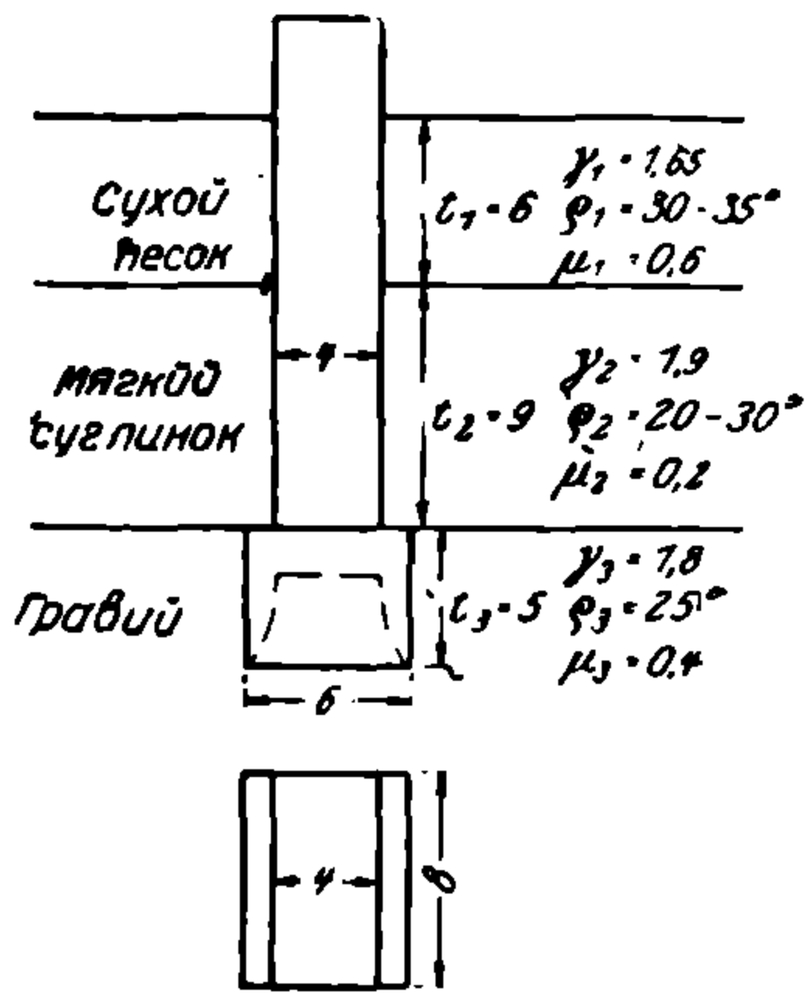


Рис. 4.

Повидимому, при одинаковых грунтовых условиях угол трения увеличивается вместе с увеличением глубины под влиянием возрастающей нагрузки, так что давление земли на сооружение уменьшается. Возможно, что на более значительных глубинах давление земли не оказывает своего полного действия на отдельную опору сооружения, потому что грунт вокруг последнего образует как бы подобие свода. Между тем как в результате указанных условий σ_t делается больше по величине, чем это определяется расчетом из уравнения (1), σ_r для больших глубин могло бы уменьшаться по сравнению со значениями, которые получюатся из уравнений (2) и (4), если бы эти уравнения, как уже было объяснено выше, давали достаточно надежные результаты. Тем не менее ввиду этого при более глубоких основаниях вместо точного расчета по уравнениям (2) и (4) возможен также расчет по приближенным значениям трения R.

$$\sigma_r = K \cdot \frac{U}{F} \cdot \qquad (5)$$

Величины R даны в табл. 3.

Как видно из примеров, расчет становится неопределенным благодаря тому, что неточно установлена зависимость допустимой нагрузки от предельного сопротивления, поэтому величина допускаемой нагрузки на глубине получается в большинстве случаев из значения для данного грунта на поверхности земли, прибавляя вес грунта над

НЕ ДНУЖ

Таблица 3

Род грунта	Коэфициент трения K в $т/м^2$ для трения грунта по:				
	шероховатому бетону и каменной кладке	дереву	листовому железу с заклепками	необработанному чугуну	цементн. штукатурке
Песок и гравий . .	3,5	3,0 [1]	2,5	1,5	1,5
Глина и суглинок . .	2,5	2,0 [2]	1,5	1,0	1,0
Ил, жидкий ил	1,0 [3]	до 6,0	0,3	0,2	0,2
Перемежающиеся слои глины и вулканического пепла [4] .	2,0	0,5 —	—	1,6	—

подошвой фундамента. Этот излишек сопротивления можно использовать полностью, не уменьшая его в отношении запаса прочности [5].

Пример. Для приведенного выше примера из уравнения (5) имеем:

$$\sigma_{r1} = \frac{24}{48} \cdot 6 \cdot 1{,}15 = 4{,}5 \ т/м^2$$

$$\sigma_{r2} = \frac{24}{48} \cdot 9 \cdot 1{,}0 = 4{,}5$$

$$\sigma_{r3} = \frac{28}{48} \cdot 5 \cdot 1{,}15 = 4{,}4$$

$$\sigma_r = 13{,}4 \ т/м^2$$

$$\sigma = \sigma_o + \sigma_t + \sigma_r \geqq 120 + 89{,}1 + 13{,}4 = 221{,}5 \ т/м^2 \geqq 22{,}2 \ кг/см^2.$$

Допустимую нагрузку следует принять в размере хотя бы $^1/_3$ от этого значения, а именно в 7,4 $кг/см^2$.

По „Единым нормам строительного проектирования" принимается $\frac{2\gamma}{10\,000}$ $кг/см^2$, т, е. удвоенный вес грунта. *Прим. ред.*

Пример. Для приведенного раньше примера вес грунта, расположенного выше подошвы сооружения, равен:

$$6 \cdot 1{,}65 + 9 \cdot 1{,}9 + 5 \cdot 1{,}8 = 36{,}0 \ т/м^2.$$

Таким образом допускаемая нагрузка составляет $4{,}0 + 3{,}6 = 7{,}6$ $кг/см^2$.

б) Осадки.

Нагрузка от сооружения распределяется все шире с увеличением глубины. Закон расширения, т. е. траектория линий a—c и b—d (рис. 5), неизвестен. Вследствие такого расширения осадку претерпевает не только поверхность под подошвой фундамента, но и граничащие с нею части основания, так как грунт под этими частями так-

[1] Мост через Маас у Роттердама. Ann. Industr., 1874.
[2] Hurtrig, „Excerpt. Min. of Proceed. of the Inst. of Civil Engin". London, Sess. 881, 1882.
[3] „Excerpt. Min. of. Proceed.", 1880 — 1881.
[4] Boyle, Rohngo-Brücke.
[5] Ср. с этим указания бюллетеня норм DINE 1044 под I,2 (помещены на стр. 53).

НТБ ДНУЖТ

же подвергается сжатию. Примерная осадка показана на рис. 5. Если вообразить несколько грузов, расположенных рядом, то осадка под каждым из них будет зависеть не только от него самого, но и от соседних. Из этого следует, что осадки под подошвой сооружений имеют наибольшую величину посредине.

Это согласуется с предположением (стр. 20 и след.), что под сооружением образуется клин уплотненного грунта с вершиной под серединой сооружения; поэтому осадки достигают своей наибольшей величины там, где и уплотнение простирается на наибольшую глубину.

По Энгессеру[1] осадки очень больших поверхностей посредине почти вдвое больше, чем по краям; осадка угла прямоугольника равна четверти, а многоугольника с углом при вершине α° равна $\frac{\alpha}{360}$ осадки его центра. Осадки подобных площадок возрастают с увеличением их площади[2], при округленных поверхностях они больше, чем при раскинутых. Таким образом осадки находятся в зависимости от величины и очертания площадей нагрузки, так же как и сопротивление; между тем как в отношении качества грунта существует обратная зависимость (грунт, обладающий большим сопротивлением, дает меньшую осадку).

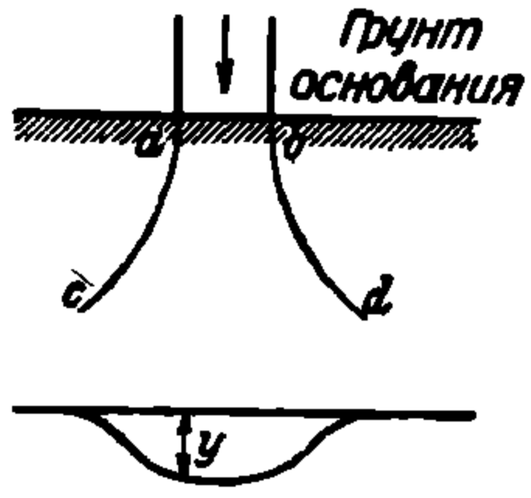


Рис. 5.

Для устойчивости сооружения имеет значение не столько абсолютная величина осадки, сколько разница их величин в пределах поверхности основания. Распределение нагрузки следует выбирать таким образом, чтобы эти разности имели по возможности меньшую величину и особенно в неоднородном грунте основания.

в) Взвешивающее действие воды.

Давления на водоносный грунт основания уменьшаются или увеличиваются благодаря изменению противодавления воды. Если равнодействующая приложена вне центра тяжести основания, она образует с действующем в общем случае в центре тяжести противодавлением пару сил, которая повышает давление со стороны равнодействующей и уменьшает его с другой стороны. Особенно это важно. когда равнодействующая выходит из ядра сечения, так как в этом случае растягивающие напряжения в подошве фундамента не могут передаваться грунту основания. Ввиду этого для сооружений со значительною внецентренной нагрузкой необходимо знать величину гидростатического давления, чтобы определить добавочную нагрузку на грунт основания. Противодавление воды должно быть определено и для таких сооружений, как шлюзы, доки, тоннели, подземные дороги и т. д., так как подошвы фундаментов этих сооружений под действием противодавления прогибаются; в зависимости от этого и устанавливаются их размеры. То же самое относится и к заполнению между шпунтовыми стенками, если оттуда должна быть выкачана

---

[1] „Zentralbl. der Bauw". 1893, стр. 306.

[2] Ср. с этим Emperger, Die zulässige Belastung des Baugrundes. „Bautechnik", 1926, стр. 226, Берлин.

НТБ ДНУЖКТ

вода. С другой стороны, и в тех случаях, когда давление на грунт уменьшается противодавлением, важно знать, насколько велико это уменьшение.

Гидростатическое давление действует противоположно нагрузке сооружения, но не вызывается ею, как опорная реакция основания, и от нее не зависит. Величина противодавления обусловливается только высотою расположенного над основанием сооружения водяного столба и свойствами грунта, допускающего в большей или меньшей степени действие давления воды на подошву сооружения. Таким образом при определении противодавления в первую очередь следует установить, какой уровень воды нужно принять в расчет, а также, идет ли дело о давлении спокойной воды или же уменьшение давления происходит в результате отлива воды под подошвой сооружения; необходимо выяснить далее, проявляется ли полное действие давления водяного столба или же оно частично расходуется уже во время прохождения через грунт и, наконец, передается ли давление воды на поверхность подошвы сооружения полностью или же вследствие соприкосновения ее с грунтом основания только частично.

Если сооружение расположено в водопроницаемом грунте со стоячей грунтовой водой, то давление воды на подошву сооружения определяется высотою уровня воды над нею в предположении, что прошло достаточно времени, чтобы давление могло достигнуть максимума. Так например, если уровень грунтовых вод под влиянием каких-либо причин поднимается, то увеличивается и давление воды под подошвой, хотя и не всегда в одно и то же время, а часто с большим опозданием, но всегда до полного значения, которое соответствует горизонту воды. Строение грунта оказывает влияние только на срок, в течение которого происходит выравнивание давления, а не на величину устанавливающегося в конце концов давления. Для чистого песка и гравия Энгельс [1] подробными исследованиями доказал, что в спокойной воде уменьшения давления не происходит. То же самое наблюдается при устройстве оснований пневматическим способом в любых проницаемых грунтах, даже при грунтах вообще непроницаемых, но прорезанных мельчайшими водяными прожилками. То же самое часто имеет место в скальном грунте, мергеле и суглинке: давление в этих жилках мало-помалу достигает полной величины, зачастую, правда, лишь по истечении весьма продолжительного времени.

То же самое относится к тому случаю, когда фундамент сооружения не расположен в грунтовой воде, однако вода на некоторой глубине под его подошвой находится под давлением и не может уйти в другое место с пониженным давлением; в этом случае с течением времени также развивается полное давление. Такое явление имело место например при постройке Золингенской водоудержательной плотины; ключи, содержащиеся в скальном грунте и выходящие наружу с низовой стороны каменной плотины, не были заключены в каменную кладку и выведены на низовую сторону плотины, как это было сделано под верховой частью стены, а были заглушены каменной кладкой, и вызываемое ими давление воды способствовало уменьшению веса сооружения [2].

---

[1] „Zeitschr. f. Bauw“., 1911, стр. 469.
[2] „Zeitschr. f. Bauw“., 1904, стр. 340.

НТБ ДНУЖТ

Таким образом если достаточно времени для выравнивания давления, то при стационарном давлении воды на подошву сооружения либо действует полное давление, либо в случае непроницаемости грунта давление вовсе отсутствует; среднего положения не существует, и лишь в том случае, если уровень воды опять понижается до окончания процесса выравнивания давления, последнее может и не проявиться полностью. Буземанн наблюдал, что вода, притекавшая под напором 1,2 м в U-образный трубчатый сосуд диаметром в 45 *см*, плотно наполненный слоем мелкого песка, длиной в 7,09 *м* при величине зерен от 0,1 до 0,5 *мм*, достигала в другом колене той

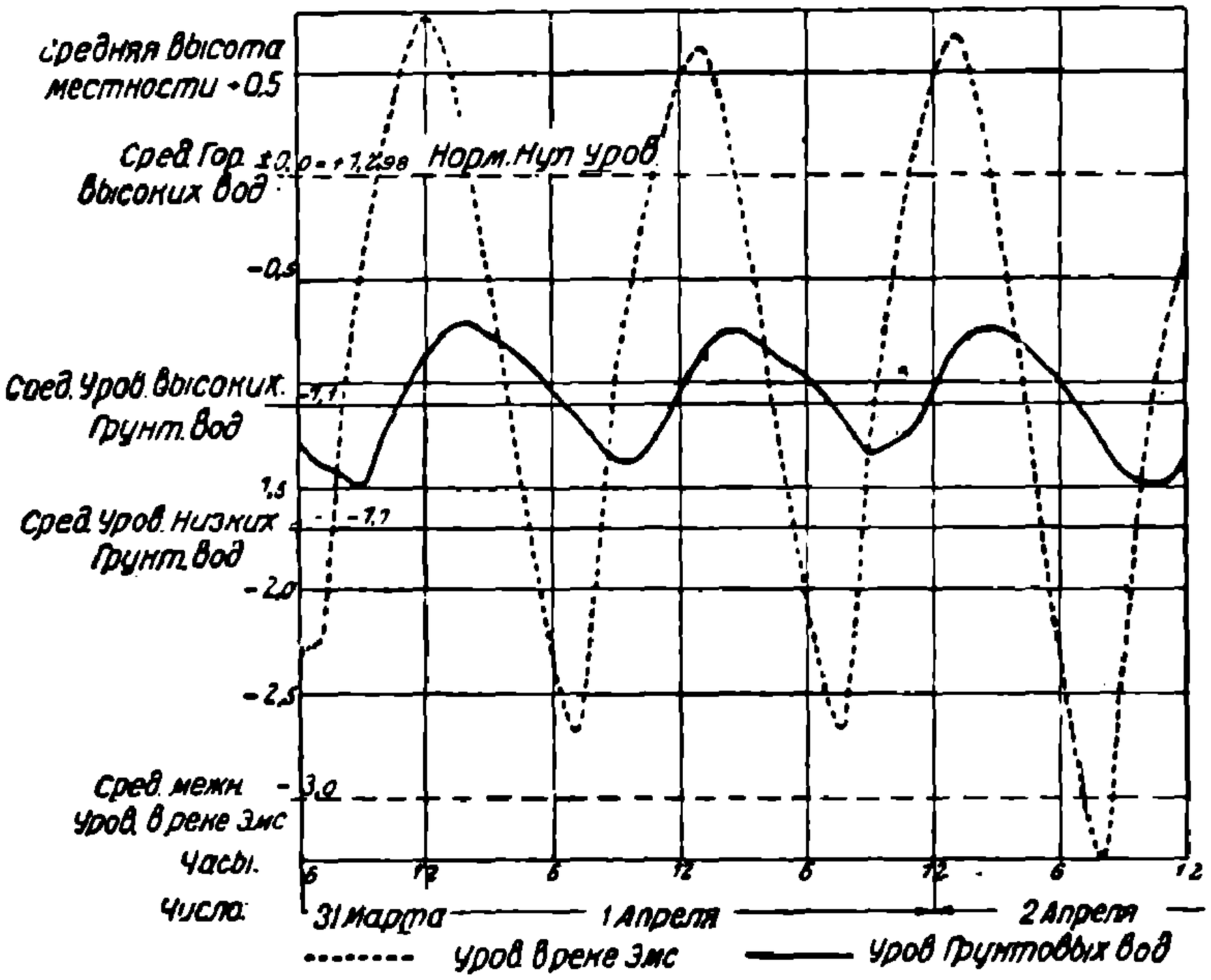


Рис. 6. Движение грунтовых вод на месте работ по постройке Эмденского шлюза с 31 марта по 2 апреля 1908 г.

же высоты только через 70 час. Известно, что уровень грунтовых вод речных долин следует за уровнем речной воды, однако со значительным уменьшением разности горизонтов и перемещением во времени (запаздыванием) их наибольших и наименьших значений. Также обстоит дело с колебанием уровня грунтовых вод в областях, подверженных приливам и отливам. Из приведенного на рис. 6 примера видно, что наивысшие положения грунтовых вод отстают на 2—3 часа, а уменьшение разности горизонтов воды в среднем — 60%. Горизонты воды наблюдались в апреле 1908 г. перед производством опыта понижения грунтовых вод при сооружении Эмденского морского шлюза; это было сделано под защитой дамбы набережной, на расстоянии неполных 100 *м* от открытого течения реки Эмс.

Подобным же образом давление воды на подошву сооружения следует за изменениями горизонтов воды, от которых оно зависит, так что наивысшие и лишь кратковременные уровни воды часто не успевают проявить своего действия. Поэтому в каждом отдельном случае необходимо исследовать, в какой мере при определении противо-

НТБ ДНУЖТ

давления воды в расчете сооружения можно исключать наружные горизонты воды. Если основываться на горизонтах непосредственно *около* сооружения, то снижение наивысшего горизонта воды можно будет допустить только в том случае, если удастся притти к убеждению, что он не проявит своего действия. Насколько запутанными могут быть в некоторых случаях условия, о которых здесь идет речь, видно из наблюдений Буземанна[1] над колебаниями уровня воды в колодце около Любека. Колодец находился на расстоянии 40 *м* от реки Травы, но уровень в нем зависел от горизонта воды Любекской бухты (Балтийское море) на расстоянии от 30 до 40 *км* от колодца, и в то же время от какого-то водоема, расположенного, повидимому, вдали от моря, — возможно от Ратцбургского озера. Это явление объясняется тем, что колодец находился в песчаных гравелистых пластах, которые отделялись от русла р. Травы залегающими над ними мощными непроницаемыми пластами мергеля, но были связаны с увязанными выше водоемами.

Если грунтовые воды находятся в движении или если вода из-под подошвы фундамента может найти себе выход в места пониженного давления, то давление воды под подошвой будет меньше полного гидростатического давления. Если желательно дать ясный отчет в отношении величины давления воды, то нужно себе представить, на какой высоте сооружения устанавливается горизонт текущего потока грунтовых вод или как направлено давление в том случае, когда вода движется только в трещинах либо слоях грунта таким образом, что определенного горизонта воды не образуется. Если сооружение расположено в текущей грунтовой воде, то уровень в большинстве случаев измеряется без затруднений. При однообразных грунтовых условиях и правильном расположении водоносных слоев уровень воды принимает прямолинейное направление, в противном случае образуются кривые подпора и спада, как и в открытых потоках. Очень часто само сооружение или сопряженные с ним устройства настолько меняют режим грунтовых вод, что не представляется возможным его определить и положение будущего горизонта грунтовой воды устанавливается лишь ориентировочно. В качестве осложнявшего условия сюда присоединяется еще то обстоятельство, что зачастую, а именно при водоудержательных плотинах, перепадах в реках, каналах и т. д., принимаются искусственные меры против просачивания воды через грунт, что обусловливает совершенное изменение горизонта воды и соответственно направление давления.

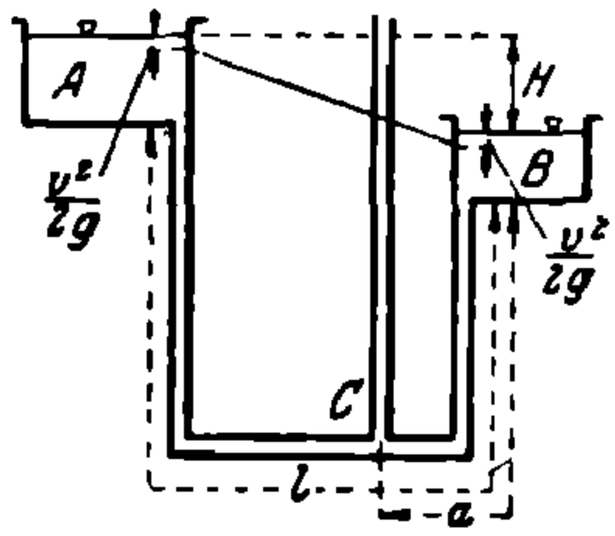


Abb. 7.

Рис. 7.

Условия, которые создаются в том случае, если в грунте не существует свободного горизонта воды, могут быть уяснены из рис. 7. Имеется два водоема *A* и *B* с неизменным горизонтом воды и разностью уровней *H*. Пусть водоемы соединены между собою водоводами постоянного сечения таким образом, что вода из *A* устремляется в *B*. В каком-нибудь месте соединяющего их водовода расположено сооружение *C*. Требуется определить давление воды, действующее на подошву. Скорость потока *v* зависит от сопротивлений трению, кото-

[1] „Zentralbl. d. Bauv.", 1917, стр. 207.

НТБ ДНУЖТ

рые можно предположить равномерно распределенными по всему протяжению потока l. Если обозначить через ζ коэфициент трения, то скорость v определится из уравнения:

$$H = \frac{v^2}{2g} \zeta \cdot l. \qquad (6)$$

Скорость v в начале соединительного водовода при выходе из водоема A создается за счет пьезометрической высоты $\frac{v^2}{2g}$, которая получается снова в конце водовода при входе в водоем B. Таким образом линия давления берет свое начало, как это показано на рис. 7, ниже уровня воды в сосуде A на величину $\frac{v^2}{2g}$ и опускается затем прямолинейно по уклону $\frac{H}{l}$, оканчиваясь также на величину $\frac{v^2}{2g}$ ниже уровня в B.

При действительных скоростях грунтовых вод скоростной высотой $\frac{v^2}{2g}$ можно пренебречь сравнительно с высотой, обусловливающей гидростатический напор, и тогда изменение давления выражается прямой, соединяющей оба горизонта воды в конечных пунктах водовода.

Предположение о равномерном распределении сопротивлений трению по всему протяжению водовода l ставит давление в каждом пункте водовода вне зависимости от условий трения, так же как и от поперечного сечения водовода, если только последнее не изменяется по его длине. Величина поперечного сечения и трение оказывают влияние только на скорость v, но не на давление воды в водоводе. Поэтому в качестве соединительного водовода можно принять трубопровод любого сечения; можно представить его себе наполненным песком или гравием различной величины зерен; можно даже предположить, что нет вообще никакого водовода, а вода проходит в виде потока через грунтовой слой одинаковой толщины и протяжения, причем последнее может быть в пределах потока практически безграничным. Пьезометрическая высота остается неизменной для различных видов соединительного пути в каждом его пункте без изменения, если только в каждом отдельном случае поперечное сечение потока и сопротивление трению имеют на всем протяжении l одинаковую величину. Во всех этих случаях линии давления имеют прямолинейное направление от одного горизонта воды к другому. Таким образом если например сооружение возведено в водоносном песчаном слое между двумя водоемами с разностью горизонтов H и имеет на всем своем протяжении однородное строение, одинаковую толщину и одинаковую ширину, то решающая для подошвы сооружения величина давления была бы на $\frac{a}{l} H$ более высоты нижнего уровня воды под подошвой сооружения, если последнее находится от нижнего водоема на расстоянии a (рис. 7).

Если строение грунта и поперечное сечение потока различны, то линия давления не имеет прямолинейного направления. Изменение

НТБ ДНУЖТ

поперечного сечения часто можно установить, различным же поперечным сечениям соответствуют различные скорости, и тогда соответствующие отдельным участкам величины давления могут быть определены по уравнению (6), так как при встречающихся скоростях коэфициент трения едва ли может существенно измениться, а потерями давления при изменениях скорости можно пренебречь. Но при различном строении и составе грунта нельзя определить направление линий давления, не зная сопротивлений трения или по крайней мере их отношения друг к другу. В каждом отдельном случае нужно будет решить, с какой точностью должны быть учтены потери на трение в различных грунтах; в большинстве случаев достаточно будет приблизительного суждения тем более, что требуются не самые значения, а их отношения друг к другу. При этом в расчет можно принимать только те значения, которые создают для сооружения самые невыгодные условия.

Некоторые данные для определения условий трения дают результаты, полученные в связи с исследованиями скоростей фильтрации при водоснабжении из грунтовых вод. Из более ранних исследований здесь следует привести только некоторые цифровые величины, которые Тим [1] определил для проверки выведенного Дарси [2] так называемого закона фильтрации. Этот закон имеет следующее выражение:

$$v = k\frac{h}{l} = ki, \qquad (7)$$

где v обозначает скорость воды, h — величину напора, l — высоту фильтрующего слоя, i — падение горизонта воды или линии давления и k — коэфициент, зависящий главным образом от сопротивлений трению.

При уклонах приблизительно от 0,04 до 0,35 для песчаного грунта неодинаковой крупности, который Тим вводил различным образом в служивший для исследования цилиндр, найдены следующие средние значения для k:

Таблица 4

	Мелкий песок	Средний песок	Крупный песок	Мелкий гравий
Заполнение в мокром виде: слоистость, перпендикулярная к движению воды . . .	—	0,096	—	—
Заполнение в сухом виде при постоянном трамбовании .	0,021	0 209	0,323	0,446
Заполнение в мокром виде: слоистость, перпендикулярная к движению воды . .	0,022	0,316	0,476	1,640

Новейшие опыты произведены комиссией по осушению Швецарского союза водного хозяйства в Исследовательском институте в Мангетте [3]. Согласно этим опытам закон Дарси приблизительно верен

[1] „Journal f. Gasbeleucht. u. Wasserversorg.", 1907, стр. 377.
[2] Darcy, Les fontaines publiques de la ville de Dijon, Paris 1856.
[3] „Schweizerische Wasserwirtschaft", 1924, стр. 104.

НТБ ДНУЖТ

для песка и для смеси песка с гравием, между тем как для гравия следует применять более общий закон:

$$v^m = k \cdot \frac{h}{l} = ki. \qquad (8)$$

В этом выражении кроме k подлежит определению также и коэффициент m. Опыты, которые должны быть распространены еще и на другие виды грунта, дали следующие результаты:

	m	k
Чистый гравий (величина зерен от 8 до 55 *мм*)	1,54	2512
Смесь гравия и песка (величина зерен 44,7% ≤ 2 *мм*, остальных от 8 до 15 *мм*)	от 0,87 до 1.10	от 1,05 до 5,00
Чистый песок (величина зерен 86,8% менее 2 *мм*, остальных от 8 до 15 *мм*)	„ 0,87 „ 1.00	1,53 „ 3,06

Энгельс [1] в связи с упомянутыми его исследованиями стационарного давления воды произвел дальнейшие опыты, касающиеся высоты напора в грунте при текучей воде. На них следует остановиться, так как последующие заключения, которые он выводит, не совпадают с изложенной ранее теорией. Энгельс наблюдал напор в U-образном ящике 0,5 × 0,5 *м*, равномерно наполненном песком; вода проходила через песок под напором 1, 2 и 3 *м*. Ящик был обит внутри плотно запаянной белой жестью.

Горизонтальное колено длиной 14,7 *м*; вертикальное со стороны входа воды высотою в 7,3 *м*, а со стороны выхода на 1, 2 и 3 *м* ниже. В 13 пунктах ящика давление воды измерялось при помощи ртутного манометра. Полученные таким образом величины напора Энгельс сравнивает после внесения поправок на температуру со средним арифметическим из верхнего и нижнего давлений воды. Он приходит при этом к заключению, что напор с достаточной точностью можно принять равным этому среднему значению. И в действительности измеренные им в горизонтальном колене ящика значения в каждом из трех опытов приблизительно одинаковы друг с другом, а при первом опыте едва отличаются от указанного среднего значения; при втором и третьем опытах с более значительной разницей в напоре они существенно отклоняются от среднего значения.

Если сравнить измеренные величины напора с полученными на основании предыдущих опытов значениями гидростатического давления в каждой точке измерения при напоре спокойной воды, считая от верхнего уровня, то результаты трех опытов обнаруживают падение линии давления от верхнего уровня к нижнему. Во всех трех опытах линия давления падает в пределах вертикального колена очень круто, а в пределах горизонтального едва заметно. Причину такого явления сам Энгельс объясняет в другом месте. Первый опыт измерения давления спокойной воды не удался потому, что в ящике образовалась течь, и здесь уже обнаружилось прямолинейное направление линии давления.

Энгельс объясняет незначительные разности напора в горизонтальном колене тем, что на поверхности песка образовались мелкие желобки, которые создали более или менее непрерывную связь между

---

[1] „Zeitschr. f. Bauw.", 1911, стр. 469.

НТБ ДНУЖТ

точками измерения и были достаточно велики для того, чтобы при чрезвычайно незначительной скорости движения не вызывать поддающихся измерению сопротивлений трению. Энгельс обращает далее внимание на то, что высоты напора в обоих коленах при этом первом опыте изменяются совершенно равномерно, что является справедливым также и для последних трех опытов. То обстоятельство, что в вертикальных коленах не образовалось сквозных желобков, он убедительно обосновывает значительным горизонтальным давлением насыщенного мелкого песка. Опыты Энгельса следовательно служат доказательством того, что напор воды в грунте может быть представлен линией давления, которая определяется разностью горизонтов, поперечными сечениями и сопротивлениями трению. Нельзя принять давление воды повсюду равным среднему из верхнего и нижнего давлений, как предполагает Энгельс. Эти опыты указывают, насколько следует быть осторожным при их производстве, так как малейшая разница условий движения воды в грунте (в данном случае желобки) решительным образом изменяет результаты.

Если в текучей грунтовой воде желательно добиться возможного уменьшения противодавления под подошвой сооружения, следует принять меры, чтобы по возможности усилить падение напора между верхним уровнем воды и сооружением и чтобы, с другой стороны, между подошвой сооружения и нижним уровнем установилась хорошая связь, т. е. чтобы на этом протяжении линия давления имела пологое очертание. В соответствии с этим придают водонепроницаемость дну напорного бьефа или верхового канала у подпорных дамб, каменных запруд и шлюзов в каналах. Таким путем стараются достигнуть по возможности полной водонепроницаемости стен, чтобы под влиянием верховой воды вообще не могло возникнуть противодавления. Но так как этого едва ли можно когда-либо достигнуть в полной мере, то водонепроницаемость должна одновременно удалить на возможно большее расстояние от сооружения начальную точку действия давления верховой воды с тем, чтобы у сооружения добиться уже по возможности большего падения. Той же цели служат и шпунтовые стенки со стороны верховой воды, а также и ниже сооружения: они удлиняют путь грунтовой воды. Тот же результат достигается, если например при устройстве шлюзов соединить основание с низовой водой при помощи фильтрационных штолен или дренажных труб, либо же, как это делается в плотинах, отвести из грунта воду или появляющиеся в основании ключи в сторону нижнего бьефа. Эти мероприятия следует проводить однако с крайней осторожностью, так как они легко могут привести к тому, что под сооружением образуются токи ключей и постепенно увеличивающиеся прорывы воды, опасные для сооружения. Кроме того в каждом отдельном случае необходимо тщательно выяснить, можно ли вообще и в какой мере принимать в расчете устойчивости подобные искусственные меры к уменьшению гидростатического давления. Изоляция может быть повреждена по каким-либо причинам (посадки, судовые якоря, землеройки), а фильтрационные каналы могут засориться. В качестве примера можно привести обрушение шлюза у Гемелингена [1], которое объясняется тем, что камерные стены были рас-

[1] „Zeitschr. d. Verb. d. Arch. u. Ing.-Ver.“, 1914, стр. 66.

НТБ ДНУЖТ

считаны в предположении противодавления лишь от низовой воды, между тем как на самом деле имело место значительно большее противодавление, так как закупорился дренаж между подошвой и нижним бьефом. С другой стороны, не представляет сомнения, что под подошвой водоудержательных плотин и в швах каменной кладки нельзя считаться с полным действием противодавления, если основанием служит сплошная прочная скала, если кладка производится на непроницаемом для воды растворе, если с верховой стороны и в подошве фундамента применены обычные в настоящее время способы изоляции (штукатурка асфальтированный толь и т. д.) и наконец приняты меры к безвредному отводу ключей и фильтрационной воды в сторону нижнего бьефа [1].

Если имеется ясное представление о величине напора под подошвой сооружения, то остается еще исследовать вопрос, на какую часть поверхности основания это давление действует. У каменных запруд, расположенных на скале, напор воды без сомнения проявляет свое действие только в пределах расщелин в грунте основания [2], наоборот, у сооружений, основанных на чистом песке и гравии, может быть исключена в крайнем случае лишь сравнительно небольшая часть площади подошвы фундамента, непосредственно соприкасающейся с зернами песка или гравия.

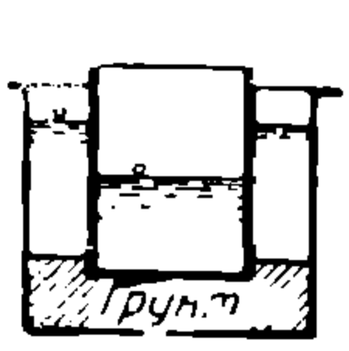


Рис. 8.

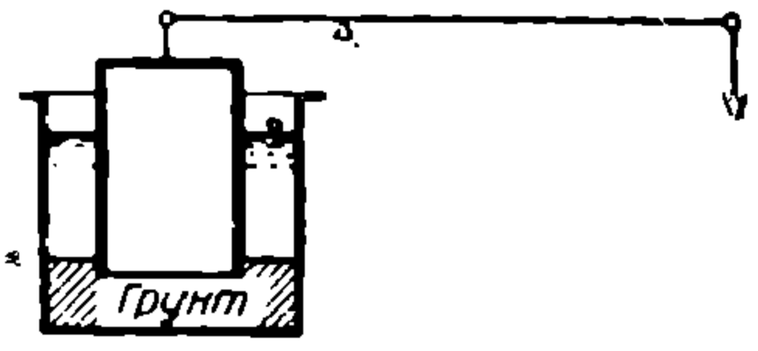


Рис. 9.

Первые исследования по вопросу о том, какой величины достигает подвергающаяся напряжению часть подошвы сооружения при различных родах грунта были произведены Бреннеке [3] в 1896 г.; 30 лет спустя Буземан [4] и Шапер [5] независимо друг от друга провели в этом отношении совершенно аналогичные опыты. В большой сосуд, наполненный в нижней части грунтом, а сверху водою, помещали на грунт наполненное водою полое тело, которое путем медленного опорожнения при помощи сифона осторожно приводили в пловучее положение (рис. 8). Вместо всплывающего полого тела применяли также и прикрепленное к рычагу сплошное тело, которое приподнималось посредством постепенной нагрузкой свободного конца рычага (рис. 9). Бреннеке обнаружил в белом просеянном песке одинаковой крупности для величины отдельных зерен от 0,096 до 1,077 *мм* уменьшение взвешивающего действия на 1,55—1,45%; Форхгеймер [6] повторил опыты Бреннеке и пришел к выводу, что уменьшение взвешивания вовсе не имеет места. Выводы Бреннеке о противодействии давлению он объяснял «кажущимся сцеплением», происходящим от того, что при подъеме вода должна проникнуть между верхней поверхностью грунта и дном приподнятого тела и ей вначале приходится преодолевать трение ме-

---

[1] Ср. исследования Маттерна в „Zeitschr. f. Arch. u. Ing.-Wesen.“ 1903, стр. 209.

[2] Маттерн в приведенном месте определяет область действия взвешивания под Золингенской запрудой приблизительно в $^1/_{10}$ всей площади.

[3] „Zeitschr. f. Bauw.“, 1886, стр. 101.

[4] „Zentralbl. d. Bauv.“, 1916, стр. 514.

[5] „Zentralbl. d. Bauv.“, 1917, стр. 205.

[6] „Zentralbl. d. Bauv“. 1887, стр. 314.

НТБ ДНУЖТ

жду грунтом и телом, в результате чего при подъеме противодействует некоторое сопротивление. Форхгеймер применял полые тела с возвышающейся над уровнем воды вертикальной трубкой с делениями; эти тела погружались в воду до определенного деления. Помещая их в сосуде на слое грунта, медленно поднимали уровень воды до указанного деления; при этом оказалось, что все без исключения тела всплывали, частью впрочем лишь после продолжительного времени, после того как «кажущееся сцепление» было преодолено.

Шапер и Буземан приходят к тем же самым результатам, как и Форхгеймер. Шапер делает вывод, что под подошвой сооружения действует всегда полное или в крайнем случае почти полное противодавление, между тем как Буземан утверждает, что подобными опытами с поднятием тела вообще нельзя определить противодавления, так как «в момент разгрузки грунта вследствие ослабления его строения взвешивающее действие воды должно проявиться в полном объеме». Он делает лишь тот вывод, что в проницаемом грунте следует рассчитывать на полное противодавление тогда, когда напор воды станет настолько большим, что нагрузка на грунт основания уменьшится почти до нуля.

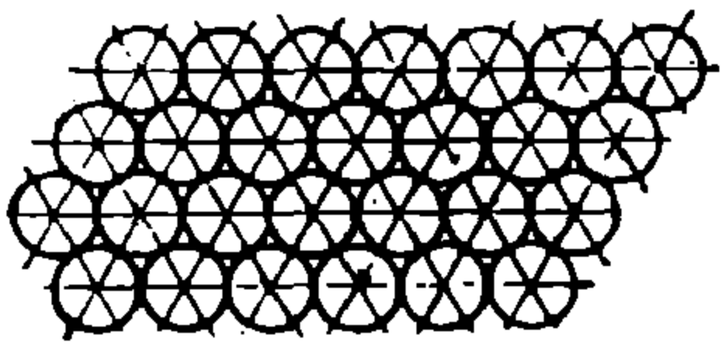


Рис. 10.

Очевидно, что при постепенной разгрузке подошвы фундамента непрерывно действующее противодавление должно проявиться полностью и во всех тех частях поверхности, в которых нагрузка от сооружения, передаваемая в местах касания подошвы фундамента и грунта, станет меньше самого давления воды. В пустотах между местами соприкосновения все равно действует полное давление воды, поэтому совершенно нет надобности предполагать предварительное ослабление строения грунта для того, чтобы убедиться в полном противодавлении в момент поднятия, а потому подобные опыты никогда не могут привести к удовлетворительному результату.

Что касается вопроса о том, как велика часть подошвы, не подвергающаяся напряжению вследствие противодавления, то в этом отношении имеется обширная литература. Так например, в 1912—1913 гг. произошел оживленный спор между Шапером, Франциусом, Циммерманом и Креем [1], который не привел к единодушному мнению, но послужил поводом к упомянутым выше опытам Шапера и Буземана.

Для песка и гравия с однообразной величиною зерен Энгессер определяет уменьшение поверхности давления теоретическим путем. Он принимает, что грунт основания состоит из шарообразных упругих зерен одинакового диаметра, уложенных, как показано на рис. 10. Величина поверхности касания шаров определяется в зависимости от передаваемого давления. На основании упрощенных предположений Энгессер определяет отношение суммы поверхностей соприкосновения между шарами и подошвой сооружения к общей ее поверхности,

---

[1] Schaper, „Zentralbl. d. Bauv.“, 1912, стр. 522; Franzius, там же, 1912, стр. 583 и 1913, стр. 96; Zimmermann, там же, 1912, стр. 617 и 1913, стр. 97; Krey, „Zeitschr. d. Verb. d. Arch.- u. Ing. Vereine“, 1913, стр. 67 и 74. Ср. также Lomann, „Der Ingenieur“, 1917, № 52.

НТБ ДНУЖТ

т. е. уменьшение противодавления вследствие соприкосновения частиц грунта с сооружением

$$\beta = 1 - \alpha \approx 3 \sqrt[3]{\frac{\sigma}{E}}, \qquad (9)$$

где σ обозначает давление грунта основания на единицу площади, E — модуль упругости частиц грунта и α — отношение подвергающейся действию взвешивания части подошвы сооружения к полной ее поверхности. При давлении на грунт в 10 *кг/см²*, которое следует считать значительным, независимо от размеров шаров (частиц грунта) получается:

для $E = 1\,000\,000$ *кг/см²* $\alpha = 97\%$,
для $E = 500\,000$ *кг/см²* $\alpha = 98{,}7\%$.

Модуль упругости для зерен песка и гравия заключается в общем между обоими этими значениями.

До Энгессера аналогичное вычисление произвел Геде[1], пользуясь уравнениями Герца для давления на тела со сводчатой наружной поверхностью; при этом Геде имел в виду зерна каменной породы высокого сопротивления, свободно расположенные друг около друга и соприкасающиеся между собой по шаровым поверхностям; при указанном выше давлении на грунт и равномерном распределении точек касания по подошве сооружения независимо от величины зерен получается:

для $E = 100\,000$ *кг/см²* $\alpha = 99{,}46\%$,
для $E = 5\,000\,000$ *кг/см²* $\alpha = 99{,}81\%$.

Далее Геде доказывает, что выражение $\beta = 1 - \alpha$ увеличивается максимум в полтора раза, если поверхности соприкосновения распределены неравномерно, т. е. если грунт состоит из зерен не одинаковой, а различной величины.

Рассмотрим грунты, состоящие из крепких каменных зерен любой величины, лишенных сцепления, но плотно слежавшихся и испытывающих под влиянием встречающихся в действительности давлений только упругие деформации; к таким грунтам относятся плотно слежавшиеся чистый песок и гравий. Согласно предыдущему поверхности соприкосновения между подошвой сооружения и зернами этих грунтов не подвергаются действию взвешивания, и потому уменьшение всего противодавления может быть чрезвычайно незначительным, практически не подлежащим учету, т. е. α становится равным единице. Иначе обстоит дело со связными грунтами, обладающими сцеплением, которые под влиянием давления испытывают не только упругие, но и постоянные перемещения. Сюда относятся все суглинисто-песчаные и суглинисто-гравелистые грунты, равно как тощие и жирные глины. Если грунт остается водонепроницаемым даже при наибольшем из возможных напоров и мощность его такова, что может воспринять гидростатический напор, не передавая его на подошву сооружения, то $\alpha = 0$, и подошва сооружения не испытывает никакого противодавления. Если грунт невполне водонепроницаем или не обладает достаточной мощностью, то α имеет среднее значение между 0 и 1. Едва ли можно опытным путем определить с до-

[1] „Zentralbl. d. Bauv.“, 1917, стр, 501.

НТБ ДНУЖТ

статочной точностью действительную расчетную α; во всяком случае до сих пор нет практических указаний для подобных исследований. К этому присоединяются постоянные опасения, что под подошвой сооружения всегда может образоваться водонепроницаемый слой, который вызовет полностью действие противодавления. Поводом к этому может послужить, например, всегда возможное разрыхление подошвы котлована во время постройки, т. е. слоя грунта, находящегося непосредственно под сооружением, или выщелачивание раствора бетона в нижних частях сооружения, или неоднородный состав грунта (мелкие песчаные прослойки), либо образование трещин в грунте, наконец и то обстоятельство, что поверхность основания в жирных глинистых грунтах легко разжижается под действием воды и делается тестообразной.

По мере увеличения противодавления в глинистых песках, а также в глинистых и суглинистых грунтах сооружение испытывает более высокие напряжения, а потому для безопасности надлежит вводить в расчет $\alpha = 1$, и обратно, в подобных же грунтах следует вводить меньшее значение α, если это повышает напряжения (например для грунта основания).

В скальных грунтах можно в зависимости от действительного положения определить достаточно точно, какая часть подошвы сооружения может быть непосредственно и достаточно надежно расположена на скале и какая часть подвергается противодавлению, действующему через расщелины, трещины и т. д. При этом в случае производства подводной кладки на скальном основании следует принимать меры предосторожности ввиду только что указанной возможности выщелачивания в нижних частях сооружения.

Следует еще упомянуть о предложении, которое сделано Геде[1] для определения значения α при песчаном и гравелистом грунте. Он исходит из того, что указанные опыты с подъемом тела, как уже было объяснено выше, не могут привести к цели и противодавление может быть измерено только при загруженном грунте основания; поэтому он предлагает метод исследования, при котором путем повышения уровня воды достигается увеличение противодавления и разгрузка подошвы сооружения. Сооружение подвергается после этого нагрузке в продолжение такого времени, пока оно не вернется в прежнее положение, т. е. пока не исчезнет упругая деформация грунта, вызванная увеличением противодавления. Добавочная нагрузка на сооружение представляет тогда действительное противодавление, так как для опытов, чтобы получить ясный результат, требуются большие разности горизонта воды. Геде применил закрытый ящик, в котором возможно создать высокое давление воды; в этот ящик он вводил при посредстве сальника с набивкой тело, представляющее собою как бы поршень. Опыт может привести к цели только в том редком случае, когда примененный для опыта грунт испытывает под влиянием давления только упругие деформации, т. е. когда под действием нагрузки он не уплотняется. При таком предположении от опытов можно ожидать правильных результатов, и производство их было бы желательно для подтверждения теоретических выводов, полученных Энгессером и Геде.

---

[1] „Eng. New. Rec.“, 1920, № 21; „Bauingenieur“, 1921, стр. 76.

НТБ ДНУЖТ

г) Давление газа.

Изредка приходится уделять внимание также и давлению газа в грунте основания. Образование газа в глеевом и молодом торфяном грунтах в болотах подвергалось многократному наблюдению; при рытье выемок и забивке свай газ часто выходит настолько сильно, что может быть даже зажжен. Он образуется в грунте от разложения органических составных частей, которые находятся в пластах молодого торфа, но часто проникает и в лежащие под ними пласты песка и гравия. Здесь мы имеем дело главным образом с болотным газом (метан CH_4, который однако только в редких случаях появляется в таких количествах, чтобы он мог производить на подошву тяжелых сооружений сколько-нибудь значительное давление тем более, что газ в большинстве случаев имеет возможность выхода наружу.

Наличие значительного давления газа снизу было обнаружено под вододержательной плотиной на реке Грет-Миами в Дейтоне (Огайо)[1]. Газ обнаружился в гравелистом грунте основания. Этот пример показывает, что в сооружениях с широким основанием и следовательно неблагоприятным действием противодавления, как например в шлюзах, доках, каменных и земляных плотинах, всегда следует иметь в виду возможность появления газа и принимать в этом случае меры к надежной разгрузке противодавления и отводу газа.

д) Воздействие горизонтальных сил сооружения на основании поверхности скольжения под сооружением.

Если равнодействующая веса сооружения и полезной нагрузки направлена не вертикально, а под некоторым углом к основанию, то ее составляющая, параллельная поверхности основания, должна быть воспринята трением подошвы фундамента о грунт. Величина трения R зависит от вертикального давления N на подошву сооружения:

$$R = \mu \cdot N. \qquad (10)$$

Значения коэфициента трения μ приведены выше на стр. 23 и 24. Следует принять во внимание, что приведенные значения являются предельными, т. е. сооружение приходит в движение, а между тем, если дело идет не о временных постройках, нельзя полностью использовать трение, особенно при изменяющейся нагрузке, так как никогда нельзя быть уверенным, что действительные условия соответствуют результатам испытаний и опытов или эти деления впоследствии не изменятся к худшему. Коэфициент безопасности будет меняться в зависимости от надежности грунта, на котором возводится сооружение, от состояния грунтовых вод, от рода нагрузки, постоянной или переменной, от значения сооружения. В расчет может быть принято от $^1/_3$ до $^2/_3$ величины силы трения.

При определении запаса прочности на скольжение нужно принять во внимание, что расчетная в условиях наибольшего сжатия грунта равнодействующая отнюдь не всегда является наиболее неблагоприятной в отношении скольжения. Необходимо каждый раз

---

[1] „Zentralbl. d. Bauv.", 1917, стр. 501.

НТБ ДНУЖТ

выяснять, не найдется ли для иного распределения нагрузки и более отлого направленной равнодействующей, имеющей соответственно большую горизонтальную составляющую.

Если нет достаточного запаса прочности на сдвиг, то подошва сооружения должна быть расширена или ограждена шпунтовыми стенками. Во многих случаях целесообразно располагать подошву наклонно, более перпендикулярно к равнодействующей, что, разумеется, возможно в том случае, если при этом не создается в других направлениях поверхностей скольжения с меньшим сопротивлением.

Уже при рассмотрении свойств различных грунтов было указано, какие опасные явления вызываются на поверхностях скольжений при слоистом строении грунта. Но скольжение и последующий сдвиг сооружения могут образоваться и в неслоистом грунте. Понятие «поверхности скольжения» определяется в учении о давлении земли; там же выясняется и вопрос о наиболее неблагоприятном расположении грунтов; считаться с ними приходится везде, где расчеты сооружений находятся в зависимости от давления земли. Скольжение подпорных стен и набержных с поверхностями скольжения в толще грунта под сооружением рассматривается у Крея[1] следующим образом. Если провести через заднюю нижнюю точку D подпорной стены $ABCDFHI$ (рис. 11) любую поверхность скольжения LDK, то в случае начала движения стена с земляными массами $BCDK$ и LFD начнет сползать по этой поверхности вниз и вытеснит, преодолевая отпор (пассивное давление), земляной клин HLM, расположенный перед вертикальной поверхностью раздела HFL. Величина приложенного на поверхности раздела HFL активного давления земли Ea может быть определена на основании теории давления земли, точно так же, как и величина отпора земляного клина HLM — E_p. Если $E_a > E_p$, то стена скользит, если $E_a < E_p$, то активное давление земли E_a уравновешивает только часть возможного наибольшего значения противодействующего отпора земли E_p. Тогда отношение $\frac{E_p}{E_a}$ дает запас прочности на скольжение для случая, когда образуется именно данная поверхность скольжения LDK.

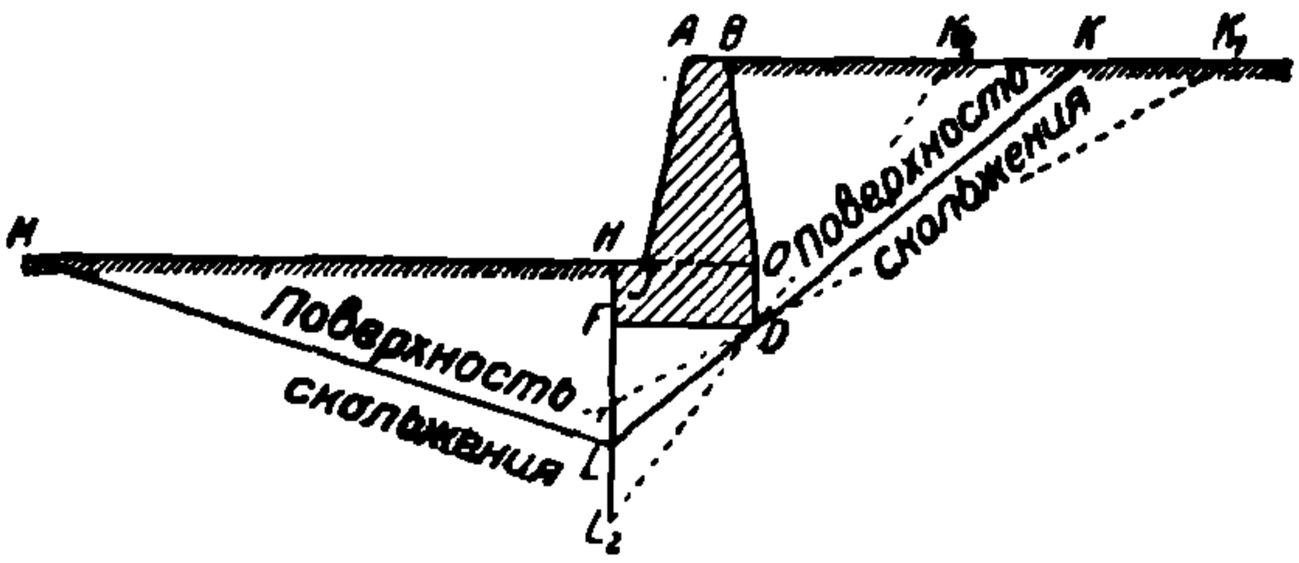


Рис. 11.

Но поверхности скольжения можно себе представить под любыми углами наклона; поэтому исследование должно быть произведено в отношении нескольких, проведенных через D поверхностей скольжения L_1DK_1, L_2DK_2 и т. д. Графическое изображение определенных для каждого наклона поверхности скольжения значений E_a и E_p позволяет сразу определить, для какого угла наклона запас прочности на скольжение $n = \frac{E_p}{E_a}$ является минимальным. Если в каком-

[1] „Bautechnik", 1924, стр. 462. — Ср. также данные, приводимые Berrer, „Bautechnik", 1925, стр. 728, и Möller, „Bautechnik", 1926, стр. 348.

НТБ ДНУЖТ

либо случае $n < 1$, то стена начинает скользить. Если наименьшее значение n недостаточно велико, то необходимо уширить стену (благодаря уширению, стены поверхности скольжения расположатся глубже, т. е. более благоприятно) или же требуется более надежное обеспечение, например в виде шпунтовой стенки. Необходимая глубина ее легко вычисляется на основании тех же основных положений.

Исследование может быть произведено без особой потери времени при помощи таблицы давления [1] земли; расчет хотя бы четырех возможных наклонов поверхностей скольжения в большинстве случаев уже дает достаточную гарантию. Положение поверхности раздела HFL было предположено вертикальным, но мы можем принять поверхность однако с любым углом наклона, и это совершенно не изменит хода исследования. Так как практически результат почти не изменится, можно удовлетвориться более простым расчетом, при котором положение поверхности раздела принимается вертикальным.

Это исследование предполагает, что поверхности скольжения плоские. Кривые поврехности скольжения могут в отдельных случаях давать более неблагоприятные результаты, но эта разница по Крею столь незначительна, что более детальное исследование не оправдывает себя. Крей приводит сравнительно простое определение кривых поверхностей скольжения, которое он советует производить в том случае, когда на основании приблизительного расчета они дают более неблагоприятные разультаты, чем плоские поверхности скольжения. Это особенно рекомендуется в случае свайных ростверков для набережных на слабых грунтах, довольно часто встречающихся в строительстве портов [2]. Поверхность скольжения охватывает сооружение приблизительно так, как это изображено на рис. 12.

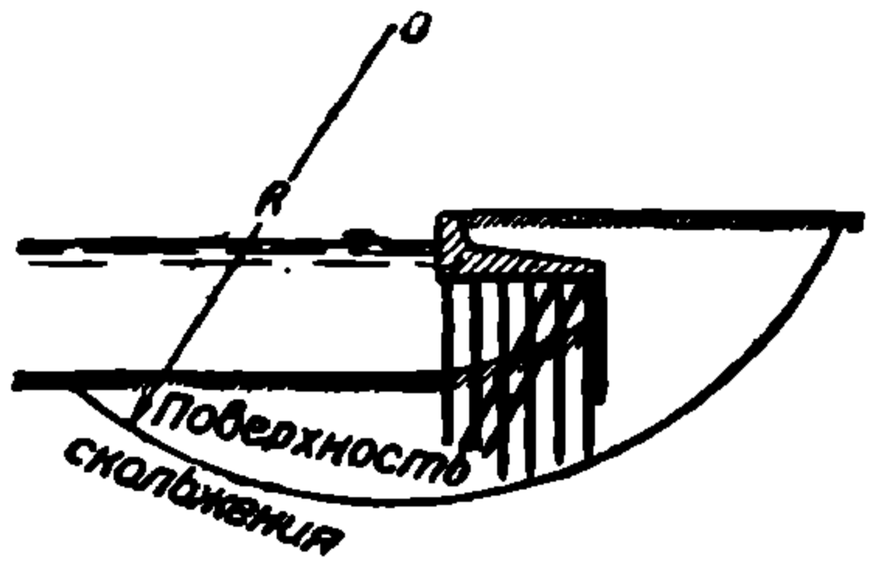


Рис. 12.

Исследование подобных поверхностей скольжения было произведено впервые в Швеции после обвала набережной в Готенбурге. Крей дает метод, который вносит по сравнению с расчетами шведов существенное упрощение и может иметь общее применение в расчетах набережных.

Дальнейшие подробности можно найти в указанном источнике.

e) Испытание нагрузкой.

Испытания нагрузкой устанавливают в каждом отдельном случае сопротивление грунта вертикальному давлению, а также осадку, которую можно ожидать при определенной нагрузке, но абсолютного вывода о том, как будет себя вести сооружение, на основании результатов этих опытов сделать нельзя уже потому, что сопротивление

---

[1] Möller, Erddrucktabellen, Лейпциг, 1902; Krey, Erddruck, Erwiderstand и т. д., Берлин 1926; Petersen, Erddruck auf Stürzmauern, Берлин 1924.

[2] Ср. упомянутый выше на стр. 19 обвал набережной в Брунсбюттеле „Zeitschr. f. Bauw.", 1897, стр. 525.

БГБ ДНУЖТ

грунта и осадка изменяются вместе с величиной и формой загружен ных поверхностей, а закон этих изменений недостаточно выявлен Как указано выше, сопротивление больших поверхностей основани превосходит меньшие; точно так же осадка больших поверхностей бо лее значительна. Пробные нагрузки дают следовательно для сопро тивления грунта и осадки слишком низкие значения. Если опре делить допустимую нагрузку в зависимости от сопротивления, уста новленного пробными нагрузками, то действительная несущая спо собность грунта от сооружения окажется большей; если же мы обра тимся к осадке, установленной при пробных нагрузках, то фактиче ская осадка сооружения может оказаться больше опытной.

Пробные нагрузки дают таким образом для сопротивления грунта слишком неблагоприятные, а для осадки — слишком благоприятные результаты.

Несмотря на это, пробная нагрузка является единственным средством, дающим хотя бы отчасти достоверные данные о величине допустимой нагрузки. В ответственных сооружениях и при особых свойствах грунтов на глубине она необходима, с одной стороны, для надежности заложения основания, а с другой, — по хозяйственным соображениям. Опытная нагрузка позволяет лучшее использование сопротивления грунта и оправдывает себя в большинстве случаев, хотя обходится дорого. Наблюдения — особенно в глинистом грунте — нужно вести достаточно долгое время, чтобы получить вполне законченную осадку.

Было бы желательно, чтобы результаты пробных нагрузок со всеми нужными данными опубликовывались чаще, чем это происходит в настоящее время. Имеющиеся до сих пор печатные сообщения скудны, хотя произведено уже много пробных нагрузок. К тому же эти сообщения ограничиваются большей частью тем, что обосновывают допущенную в данном случае нагрузку грунта и оставляют без рассмотрения целый ряд других важных данных, в особенности точное обозначение грунтовых условий. Наши же знания в области крайне запутанных грунтовых условий, с которыми мы сталкиваемся при возведении сооружений, могут быть расширены только посредством использования большего числа подобных наблюдений. Только на основе опыта можно будет установить удобные для применения общие правила, которые постепенно сделают и позволят обойтись без дорогих и длительных опытов в каждом отдельном случае.

В помещаемой ниже табл. 5 приведены результаты некоторых опытов, опубликованные с достаточной полнотой. Они так различны по своим условиям, что вряд ли можно вывести из них какие-либо общие правила.

Все опыты дают только отношение между давлением на грунт и осадкой, и ни один из них не переходит за предел сопротивления грунта, т. е. не был доведен до резкого погружения испытательной площадки. Опыты, отмеченные цифрой 2, произведенные при постройке Берлинской городской железной дороги, ставили своей главной целью установление наиболее подходящей формы расширяющихся книзу каменных опорных столбов; давление на грунт и осадка наблюдались только между прочим. Опыт не был доведен до значительных осадок, так как каменные опорные столбы рушились ранее этого. Гамбургский опыт, обозначенный цифрой 4, показывает влияние вели-

НТБ ДПИЖТ

чины загружаемой поверхности: осадка согласно вышесказанному увеличивается вместе с увеличением поверхности.

Влияние времени отмечается опытом 5, результат которого изображен на рис. 13 [1]. Абсциссы выражают время, ординаты — нагрузки и осадку. Подъемы результирующих линий показывают, что осадка возрастает также и под стационарной невозрастающей нагрузкой, и что, с другой стороны, осадка уменьшается лишь весьма незначительно при разгрузке. Опыт показывает, что необходимы измерения, охватывающие более значительный промежуток времени.

Чтобы сделать возможно меньшей ошибку при подведении итогов опытов и тем самым уменьшить влияние ее на прочность сооружения, желательно оперировать с большими поверхностями нагрузки. К сожалению с увеличением испытуемой площади грунта растет и требующаяся нагрузка, а вместе с нею и стоимость опытов.

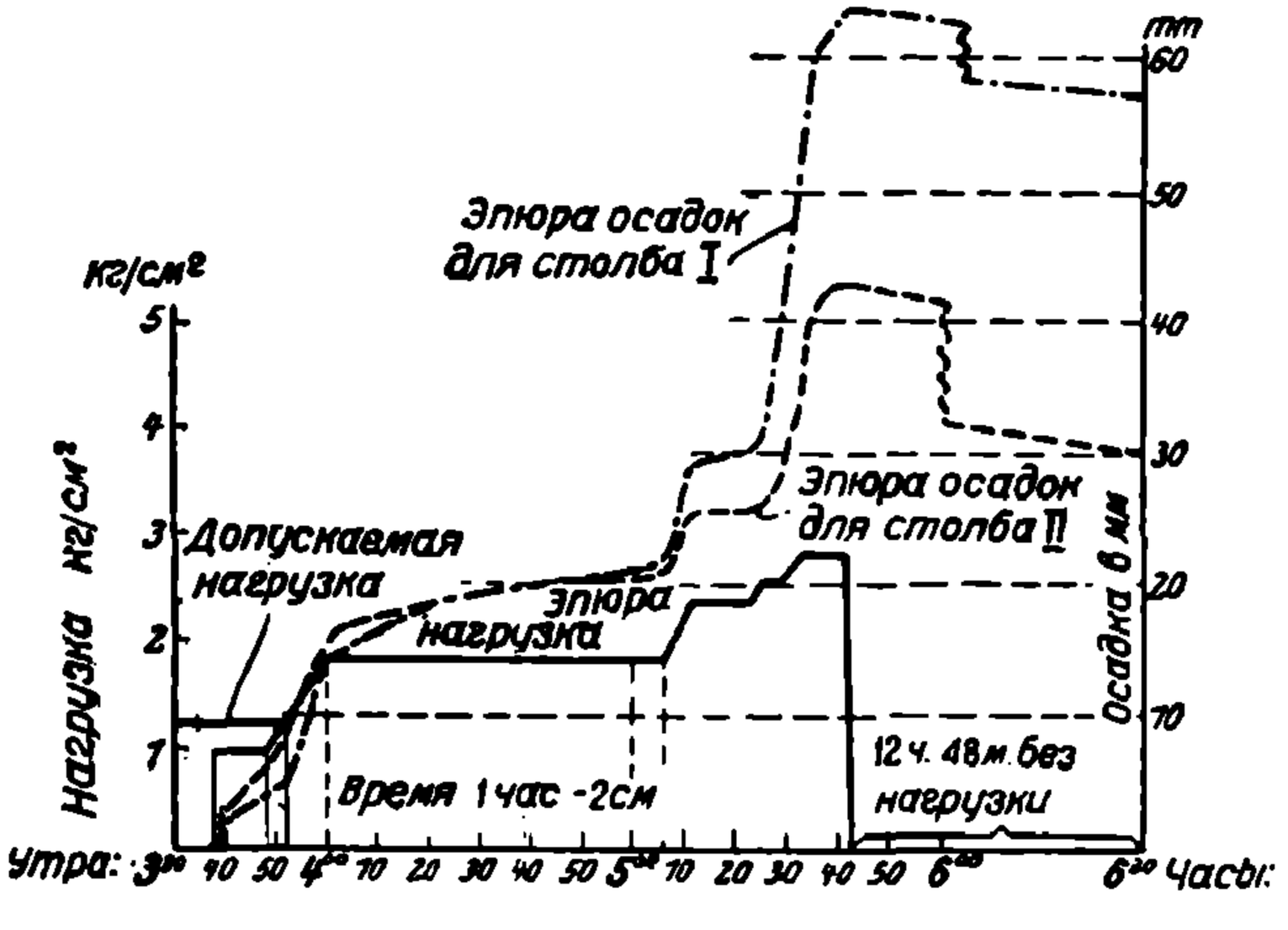


Рис. 13. Пробная нагрузка грунта при постройке моста через Варту в Познани.

Проект норм 1054 (грунты оснований) Нормировочной комиссии германской индустрии предлагает поэтому для опытных испытаний, согласно которым определяется допускаемая нагрузка, как общее правило площадку в 900 $см^2$.

Эти нормы действительны для гражданского строительства. Так как при таких сооружениях приходится иметь дело только со сравнительно узкими основаниями, то проект можно признать целесообразным. Для более значительных поверхностей оснований указанные размеры испытательной площадки недостаточны. Леманн [2] при обсуждении Везельских опытов (табл. 5 под № 1) предложил площадки в 1 $м^2$ или самое меньшее в $0{,}08 \times 0{,}8 = 0{,}64$ $м^2$, считая иначе значение опытов сомнительным. Эти размеры можно рекомендовать для однообразия и придерживаться их при последующих пробных нагрузках.

Леманн предложил для проведения испытаний посредством нагрузки простое и соответствующее цели приспособление, изображенное на рис. 14. Оно состоит из прочных подмостей вокруг камен-

[1] Взято из „Bautechnik", 1924, стр. 671, рис. 2.
[2] „Deutsche Bauztg", 1881, стр. 403.

НТБ ДНУЖТ

Таблица 5

№	Описание опытной нагрузки	Источник	Род грунта	Площадь нагрузки $м^2$	Давление на грунт $кг/см^2$	Осадка *мм*
1	Казарма в Везеле. Помост из железных плит, нагруженный свинцовыми болванками	„Zeitschr. f. Bauw." 1863 стр. 629	а) Искусственная насыпь из песка, отсыпанного тонкими слоями, гидравлическим способом с утрамбовкой	0,314×0,314 = = 0,0985 (1 кв. фут)	1,74 2,01	3,3 6,5
			б) Насыпной песчаный грунт, пролежавший 200 лет	По предыдущему	1,56 2,21 2,31	13,1 26,2 39,2
			в) Чистый, плотно слежавшийся песок		1,56 2,21 2,31	4,4 13,1 26,2
2	Берлинская городская железная дорога 15 каменных столбов; нагрузка осуществлена при помощи рычагов. Подошва столбов на 1,2 *м* ниже уровня земли		Мелкозернистый плотно-слежавшийся песок большой мощности	0,51 × 1,03 = = 0,525 каждая	2,4 3,2 3,3 3,35 5,3	1,0 1,1 1,8 1,5 2,4
3	Берлин, улица Томазиуса. Опыты Карла Бернгарда	Zentralbl. d. Bauv." 1907, стр. 241	Насыпной грунт сверх инфузорной земли (трепела) и болотистой почвы с прослойкой песка от 2 до 4 *м*; грунтовая вода на 1,5—2 *м* ниже поверхности; хорошее осно-	10	0,45 1,0 1,4 2,0	Углы 1 2 3 4 13 15 16 17 24 37 38 50 65 90 108 137

НТБ ДНУЖТ

	а) Железобетонная плита; подошва несколько ниже уровня грунта (1902)		вание (песок) от 10 до 15 *м* ниже грунтовых вод. Допускаемая нагрузка 1,1 *кг/см²*			
	б) Два спускных колодца; подошва на 6,5 *м* ниже поверхности (1901)	Там же	Хороший берлинский строительный грунт: мелкозернистый, плотно слежавшийся песок большой мощности (как в № 2). Допускаемая нагрузка 4,0 *кг/см²*	1,0 × 1,5 = = 1,5 каждая	1,99 2,89 3,78 4,62 5,46 6,25 6,25 7,03 7,59 8,00	Колодец I II 2 2 8 7 16 14 25 23 35 32 40 36 43 39 45 41 59 53 71/75 63/65
4	Гамбург 1914 г. Ящик с песком (рис. 15): а) на 4 опорах по углам; б) опирающийся на плиту по средине. Подошва 1,6 *м* ниже уровня местности	„Deutsche Bauztg", Mitt. „Zement" usw. 1915, стр. 107. Автор Thieme	Под подошвой, считая сверху: 3,9 *м* — неплотный насыпанный 9 лет назад песок; 0,9 *м* — глинистый грунт, частью плотный, частью болотистый; 1,75 *м* — болотистый грунт, под давлением, ниже — мелкий глинистый песок	а) 4 × 0,25 × × 0,40 = 4 × 0,1 б) 0,8 × 0,8 = = 0,64	0,5 1,0 1,4 1,5 1,6 2,0 2,4 2,5	Поверхности а) б) 4 × 0,1 0,64 (0,1) 0,6 1,2 2,6 2,8 (5,3) (3,5) (6,1) 8,0 (9,5) (8,5) 11,8 12,9 (15,5) (13,5) 17,3
5	Мост на Варте в Познани. 2 быка на расстоянии 2 *м*	„Bautechnik" 1924, стр. 670. Автор Kayser	Весьма мелкий слежавшийся в воде песок. Допускаемая нагрузка 1,2 *кг/см²*	5 × 0,5 = 0,25 каждая	Сравнить рис. 13	

[1] Цифровые данные в скобках не наблюдались, а вычислены.

НТБ ДНУЖТ

пого или бетонного кубика. К последнему прикреплена вертикальная рейка с делениями, по которым отсчитывается осадка. На кубик укладывается груз из рельсов или свинцовых болванок.

Другое, также удобное приспособление применял Тиме для опыта, обозначенного в табл. 4 (рис. 15). Сведения об этом приспособлении заимствованы нами из источника, приведенного в таблице 5 под № 4. Тиме постепенно наполнял песком деревянный ящик, расположенный на балках; выступающие их концы для предохранения ящика от опрокидывания укреплены в откосе котлована. Нагрузка передается при помощи железной плиты на середину деревянной нагрузочной платформы. Тиме предлагает подкладывать под железную плиту еще вторую плиту с шарообразно изогнутой верхней поверхностью для того, чтобы центрировать точку приложения нагрузки и при наклонном положении балок.

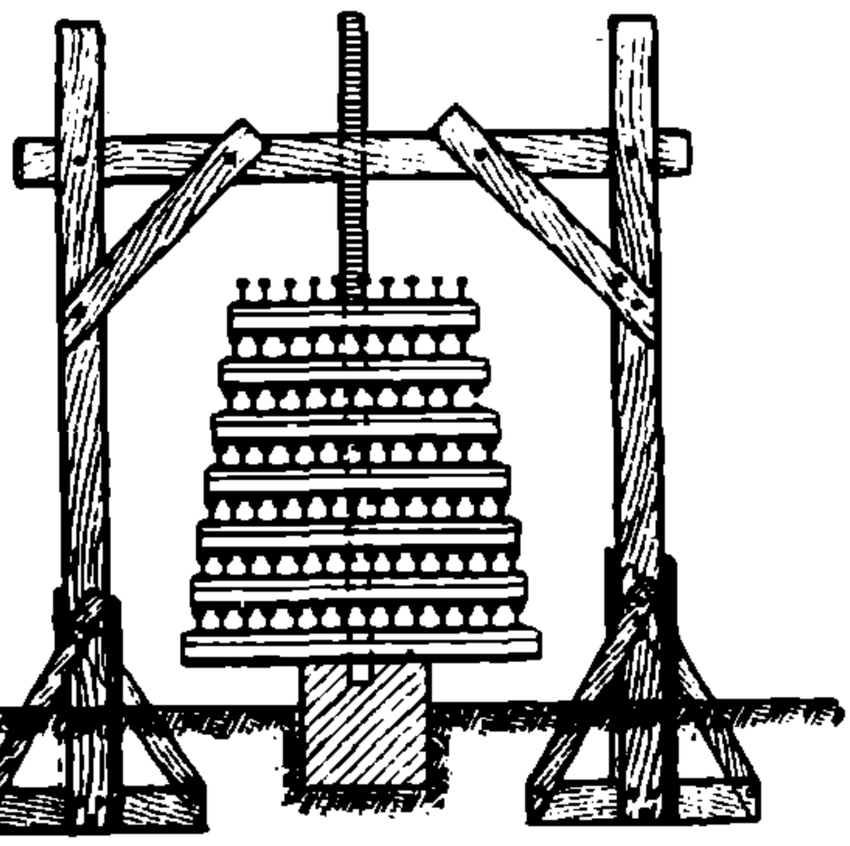


Рис. 14. Пробная нагрузка грунта (по Леману).

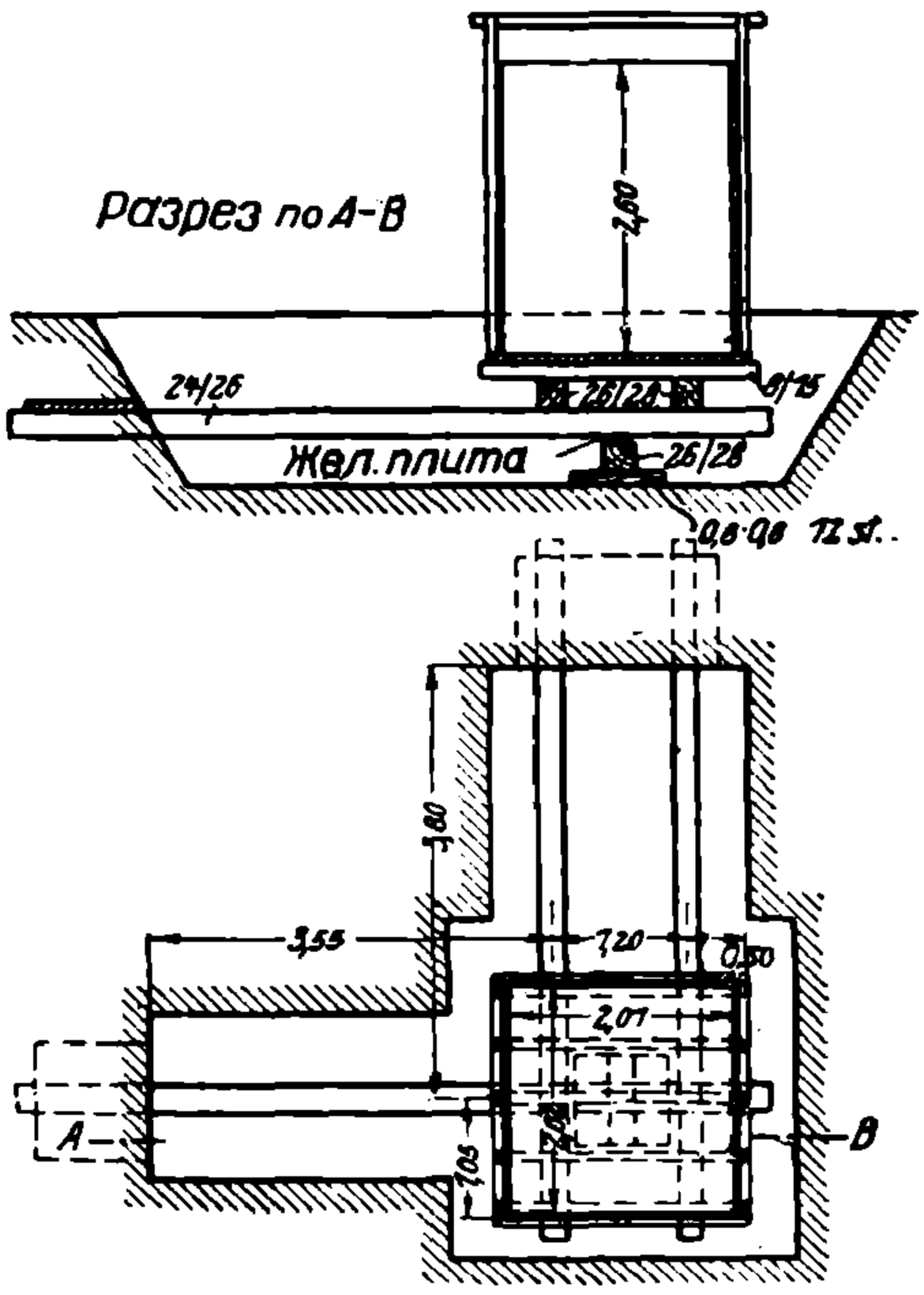


Рис. 15. Пробная нагрузка грунта (по Тиме).

Вместо деревянного ящика с песком Магенс[1] в Гамбурге применяет железный, наполняемый водой; под дном его имеется опорная часть для установки сосуда на грунте или на свае. Количество воды указывалось индексом, соединенным с поплавком.

К. Бернгард применял в качестве нагрузки (табл. 5 под № 3) кирпич. Из этих кирпичей насухо складывалась при возможно большей площади основания усеченная пирамида, углы которой для обеспечения связи скреплялись слабым известковым раствором. Через промежутки от 1 до 1,5 *м* прокладывались сплошные слои досок, направления которых менялись, благодаря чему каменная кладка получала перевязку. Более значительные неровности кирпича в слое выравнивались песком.. На углах крепительных щитов прибивались кроме того клинообразные куски досок, чтобы придать слоям несколько вогнутую форму. Подобные пирамиды сооружались до 8 *м*

[1] „Zentralbl. d. Bauv., 1904, стр. 564.

НТБ ДНУЖТ

высоты. Рис. 16 [1] показывает испытательную нагрузку при постройке музея в Берлине (1899). Нагрузка опирается, как видно по рисунку, на сваи, но такое же устройство принято и для нагрузки на каменные массивы. Стоимость такого устройства сравнительно невелика, так как все материалы (кирпичи, доски, железные балки) взяты на самой постройке.

Конструкция Берлинской городской железной дороги (табл. 5 под № 2) представляет рычаг клепаной коробчатой формы; точка опоры находится под готовой аркой железнодорожной оси, а свободное плечо загружалось рельсами. Давление рычага передается на острие железной литой плиты, а плита в свою очередь на каменные столбы посредством деревянной подкладки с войлоком. Конструкция оказалась удовлетворительной, но вряд ли возможно широкое ее применение, так как большею частью не представляется возможным надежно закрепить точку вращения.

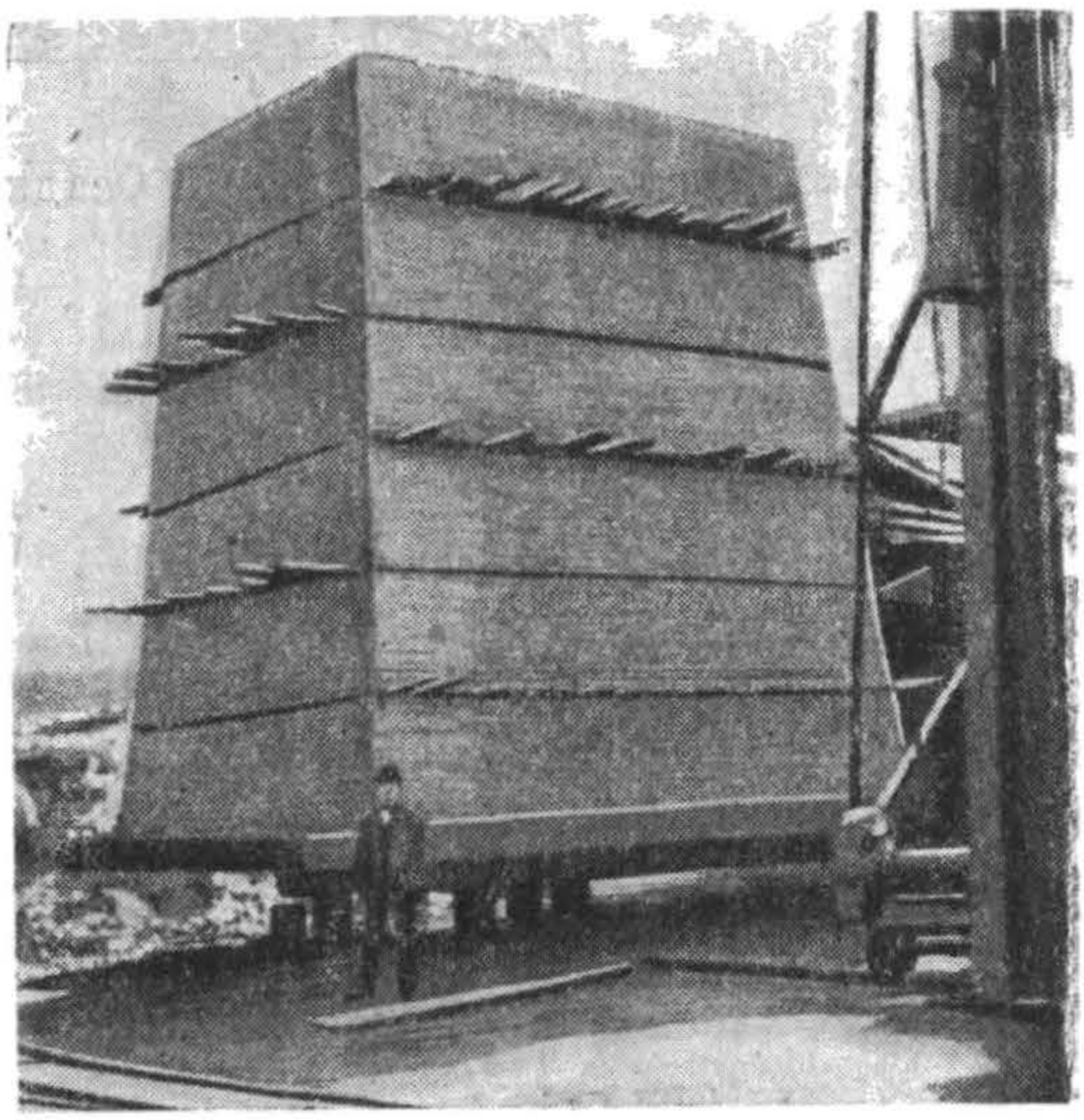


Рис. 16. Пробная нагрузка грунта (по К. Бернгарду).

Увеличение сопротивления грунта с глубиной можно установить согласно предложению Бренке [2] измерениями в буровых скважинах, загружая грунт в скважине посредством штанги с диском на конце. Диск во избежание трения может свободно передвигаться в обсадной трубе. Величина поверхности диска не играет роли, так как устанавливаются только сравнительные значения для различных глубин; нужно однако сказать, что измерения в буровой скважине дают ограниченную точность.

Устройство приборов Р. Майера (Вена) для испытания оснований [3] следующее. В обоих приборах давление на грунт передается переменными дисками следующих размеров: 5, 10, 15 и 20 *см*^{2}; в большом приборе нагрузка осуществляется гирями, в меньшем — вручную, давлением на 2 рукоятки, причем величина давления измеряется пружинным динамометром. В первом приборе осадки выражаются в стократном увеличении посредством ртутного столба, между тем как во втором они не выражаются численно, а прибор лишь устанавливает, не чрезмерно ли напряжен грунт под нагрузкой. Нужно сказать, что нагружаемые диски слишком малы, и полученные данные не могут быть приняты с достаточной достоверностью для более значительных площадей основания. В меньшем приборе

---

[1] Заимствовано из статьи Бернгарда из вышеуказанного источника.

[2] „Grundbau", изд. 3, стр. 125, примечание 1.

[3] „Zeitschr. d. österr. Ing.-u. Arch.-Ver.", 1896, стр. 589, 1900, стр. 673; „Zentralbl. d. Bauv.", 1897, стр. 427, 439, 452; „Deutsche Bauztg.", 1897, стр. 291; 1900, стр. 214; „Schweiz. Bauzg.", 1896, т. 28, стр. 155; 1900, т. 35, стр. 77.

НТБ ДНУЖТ

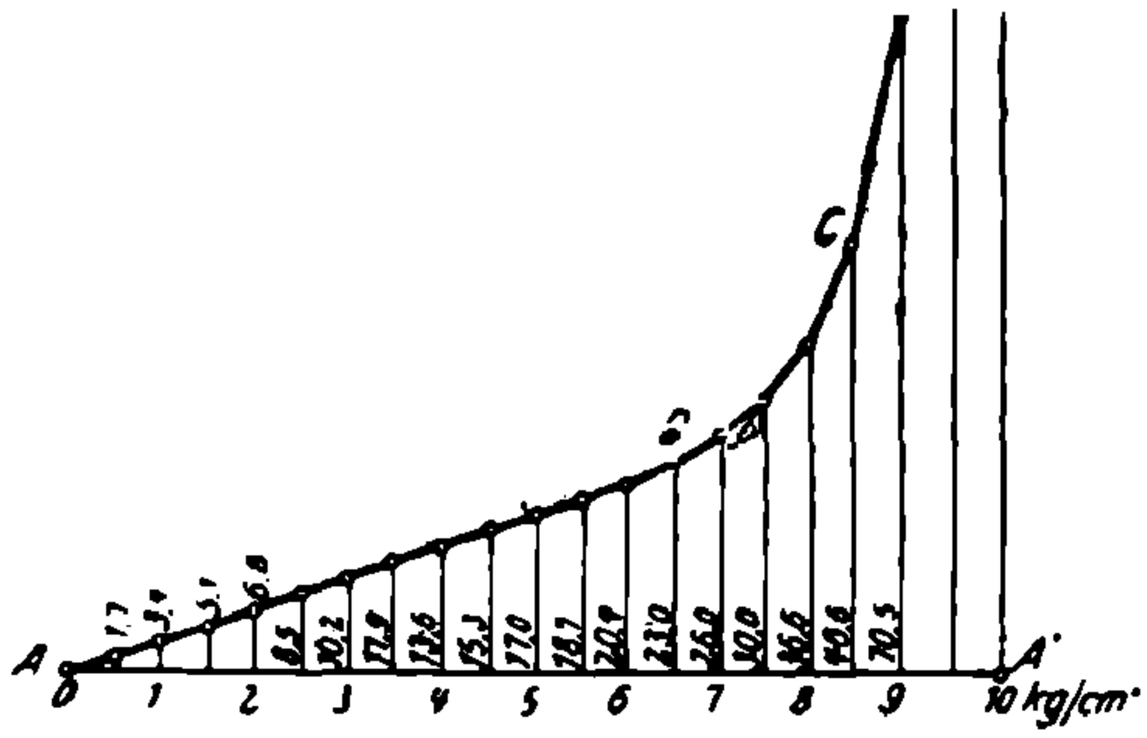


Рис. 17. Осадки грунта.

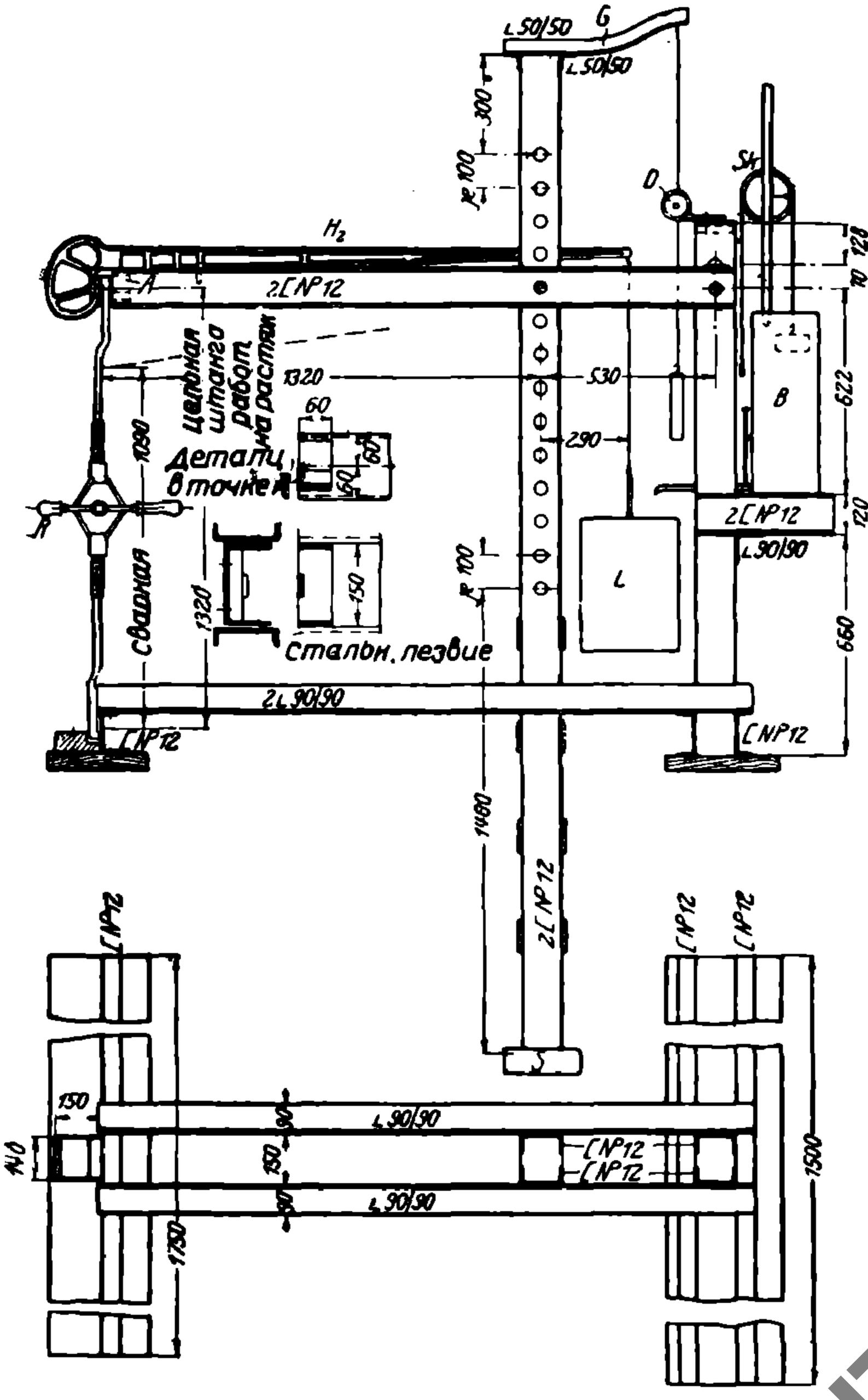


Рис. 18а. Боковой вид и план.

Рис. 18. Прибор для испытания грунта системы Бухгейма и Гейстера (герм. пат.).

B — резервуар, *D*—измеритель прогибов Грио, *G* — консоль, H_2 — длинное плечо рычага, *L*—нагружающий сосуд, *R*—ручное колесо, *S*—штанга, *k* — скала для отсчета.

НТБ ДНУЖТ

кроме того нагрузка вручную не может быть продолжительной и равномерной. Все же Р. Майер с помощью этих приспособлений установил, что осадка до известного предела, обозначенного на рис. 17 [1] буквой *B* и названного Майером «естественным сопротивлением грунта», увеличивается пропорционально увеличению нагрузки, в дальнейшем же гораздо быстрее. Осадку, соответствующую этому пределу, Майер считает допустимой.

Запатентованная строительным предприятием Бухгейма и Гейстера во Франкфурте на Майне «машина для испытания оснований»

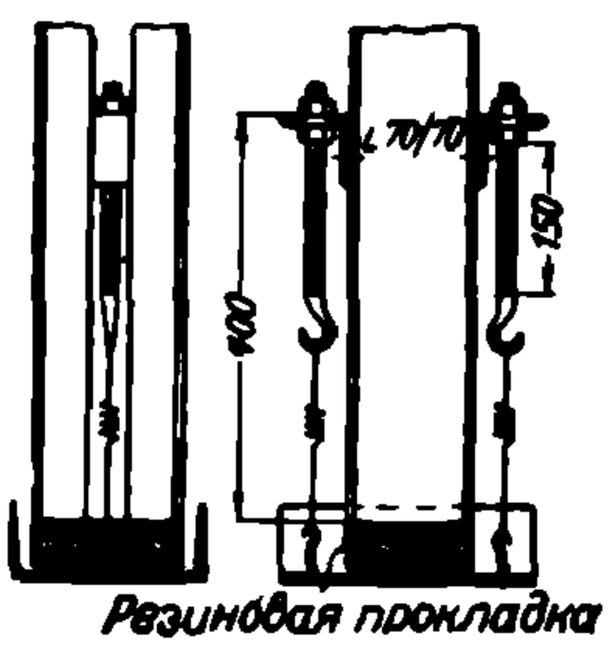


Рис. 18b. Детали штанги.

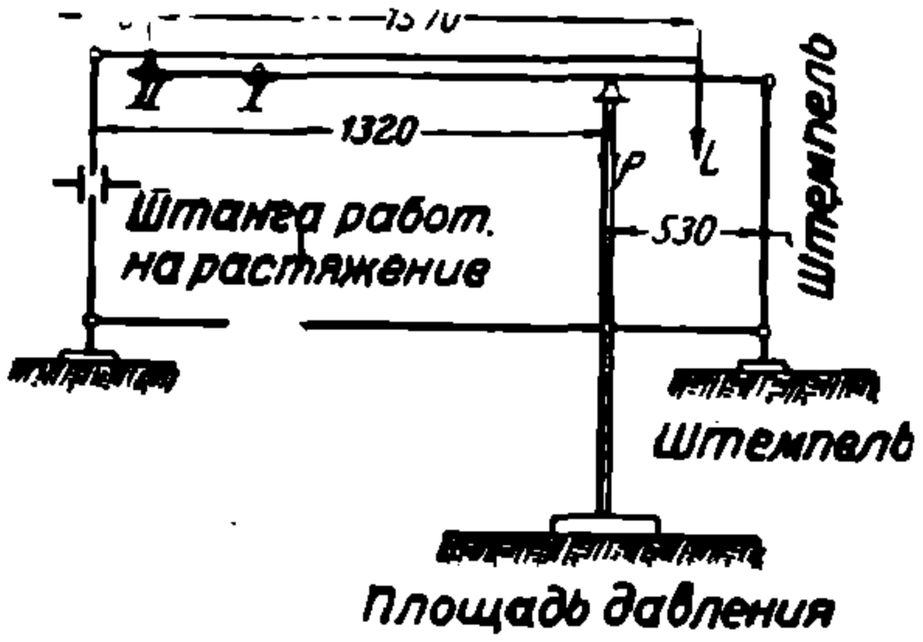


Рис. 18c. Способ действия.

(рис. 18) [2] передает нагрузку плитами величиной в 1500, 500 и 250 *см*². Действие прибора уясняется из рис. 18 *c*. *L* обозначает нагрузку — сосуд с водой и вспомогательный груз; *P* — давление,

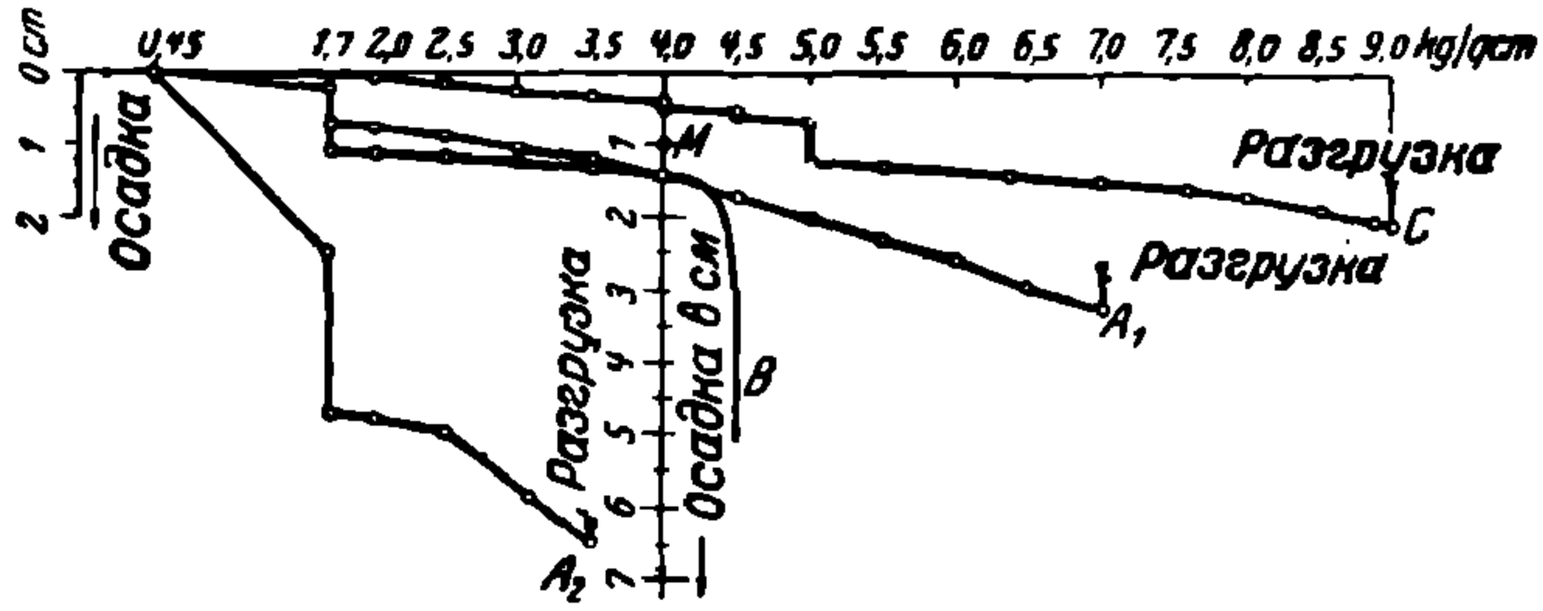


Рис. 19. Результаты испытаний, полученные при помощи прибора для испытания грунта системы Бухгейма и Гейстера.

производимоо на поверхности грунта. В соответствии с размерами рисунка и с применением опоры II

$$P = L\,\frac{1570+40}{40}\;\;\frac{1320+530-40}{530} = \text{прибл. } 137{,}5\,L.$$

Если пользоваться опорой I, то передаточное число уменьшается. *P* может быть доведено до 5000 *кг*, что соответствует 3,3, 10 и 20 *кг*/*см*² давления на грунт в зависимости от размеров плит.

Действие прибора следующее: из резервуара *B* вода течет в сосуд *L*; по мере опускания штампа *S* штанга с левой стороны, работающая на растяжение, укорачивается вращением вручную колеса *R*,

---

[1] Взято из „Zentralbl. d. Bauv.“, 1897, стр. 427, рис. 2.

[2] Рис. 18 и 19 взяты из „Deutsche Bauztg., Mitt.“, Zement и т. д., 1916, стр. 167, 175.

НТБ ДНУЖТ

так что рычаг H_2, на котором висит нагружающий сосуд, все время остается на весу и следовательно давление P не ослабевает. Погружение штампа S измеряется прогибомером Грио D, подвешенным к консоли G. Величины нагрузки отсчитываются по делениям диска Sk. Штанга, передающая давление, снабжена рядом отверстий, чтобы иметь возможность устанавливать ее на различной высоте. Кроме того она может быть наращена до 4 *м* при помощи надставок длиною в 1 *м* каждая. Сообразуясь с величиной напряжения, нижнюю часть прибора загружают балластом (до 5000 *кг*). Для уничтожения влияния перемещения самой машины прогибомер может быть установлен и независимо от машины на отдельной консоли. Машина позволяет снять без затруднений нагрузку и вновь положить, благодаря чему без затруднений может быть измерена упругость грунта и влияние изменений нагрузки.

Таблица 6.

Пробная нагрузка на постройке шлюзов в Швабенгейме.

Снаряд для испытания грунта основания Бухгейма и Гейстера [1]

Площадь грунта $см^2$	Нагрузка $кг/см^2$	I испытание (выше шлюза)		II испытание (ниже шлюза)	
		осадка *мм*	уменьшение осадки после разгрузки, *мм*	осадка *мм*	уменьшение осадки после разгрузки, *мм*
1	2	3	4	5	6
1 500	0,72	0	—	0	0,01
1 500	0,91	0,02	0	0,12	0,01
1 500	1,09	0,05	0,02	0,31	0,01
1 500	1,28	0,07 (0,12)	0,02	0,51 (0,52)	0
1 500	1,47	0,19	0,01	0,81 (0,82)	0,01
1 500	1,65	0,32	0,02	1,01 (1,02)	0,01
1 500	1,84	0,38	0,02	1,21	0,01
1 500	2,03	0,43 (0,47)	0,02	1,71	0,03
500	2,17	0,54	0,02	1,85	0,03
500	2,73	0,57	0,02	2,28	0,01
500	3,29	0,60	0,01	2,82	0,02
500	3,85	0,60	0,01	3,41 (3,42)	0 01
500	4,41	0,63	0,01	4,86 (4,87)	0,01
500	4,97	0,72	0,02	5,40 (5,41)	0,01
500	5,53	0,76	0,02	5,78 (5,79)	0
500	6,09	1,17 (1,21)	0	6,28 (6,29)	0,02
250	6,09	1,21		6,29	—
250	7,21	1,38	0,03	14.77 (14,78)	0,01
250	8,33	1,54 (1,56)	0,01	70,00 (70,02)	0
250	9,45	3,62 (4,09)	0,01	123,12	0
250	10,57	13,07 (13,21)	0	126,30	0
250	11,69	20,26 (20,40)	—0,05 [2]	131	—
250	12,53	21,41 (22,33)	—0,08 (0,02) [2]	135,20	0,01

[1] При каждой стадии нагрузки после установившегося равновесия груз за исключением собственного веса машины (соответственно давлению в 0,72, 2,17 и 4,34 $кг/см^2$ на площади 1500, 500 и 250 $см^2$), удалялся и измерялось уменьшение осадки (графа 4 и 6). Затем снова восстанавливалась величина предыдущей загрузки. Значительные осадки указаны в графах 3 и 5 (в скобках) рядом с первоначальными значениями.

[2] Дальнейшее погружение плиты при разгрузке равно 0,05 или 0,08 *мм*.

ЕГБ ДНУКТ

В вышеуказанном источнике сведены некоторые результаты опытов при постройке мостов фирмой Бухгейм и Гейстер; графическое изображение этих результатов дано на рис. 19, а подробности можно найти в указанном источнике. Опыты *A*, *B* и *C* проведены в гравии. смешанном с песком; в опыте A_2 он был покрыт пластом илистого и вязкого суглинка толщиной в 1,60 *м*, в опыте *B* при давлении в 4,5 *кг/см*^{2} наблюдалось безостановочное оседание; это вероятно можно объяснить тем, что во время опыта производилась откачка воды и грунт разрыхлялся.

В качестве примера вкратце даны результаты двух опытов, произведенных Баденским строительным управлением Неккарского

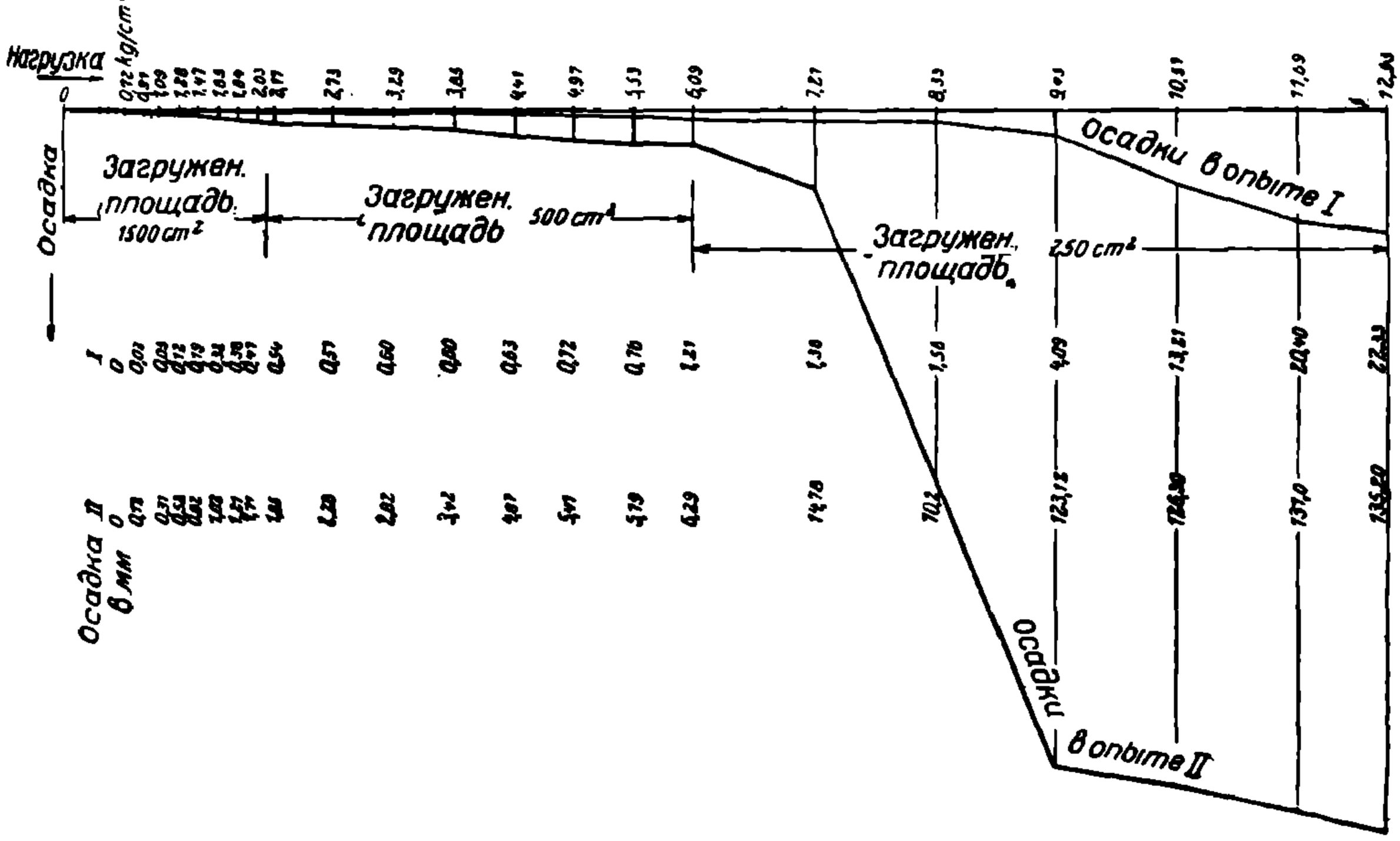


Рис. 20. Опыты с нагрузкой при постройке шлюзов в Швабенгейме (прибор для испытания грунта Бухгейма и Гейстера).

округа в Гейдельберге с помощью такой же машины при постройке шлюза в Швабенгейме, ниже Гейдельберга в августе 1924 г. На рис. 20 эти же результаты представлены графически. Первый опыт произведен на месте верхней головы шлюза, второй — нижней.

Испытательная плита была установлена на 1,25 *м* ниже поверхности и в верхней части шлюза на 0,65 *м*, а в нижней части на 0,75 *м* ниже уровня грунтовых вод. Грунт основания — хрящеватый песок (опыт 1): состав его для верхней части шлюза: 8 ч. песка, 1 ч. гравия в 1 *см* и 1 ч. гравия в 2 *см*, а для нижней части шлюза (опыт II) — 6 ч. остроганного песка и 4 ч. хряща величиной от 5 до 8 *мм*. По достижении предельной нагрузки на каждой стадии испытания каждый раз происходила разгрузка и измерялась остаточная осадка. Бросается в глаза сильное увеличение осадки во время II опыта при давлении от 7 до 9 *кг/см*^{2}. Так как из I опыта не обнаруживается такого же увеличения, хотя грунт был приблизительно однородный, то надо предположить, что в грунте

НТБ ДНУЖТ

встретилось какое-либо препятствие. Опыт этот доказывает, что поверхность давления в 250 *см*² слишком мала. Вполне однако возможно построить на тех же основаниях более тяжелый прибор, наименьшая площадка которого будет иметь площадь не менее 900 *см*², и весь прибор не будет слишком тяжел.

Штерн[1] обходит затруднения малых площадок штампа применением заостренной сваи диаметром в 70 *мм* и острием в 200 *мм* (рис. 21); коническая боковая поверхность острия сваи приблизительно в семь раз больше поперечного сечения; благодаря острию

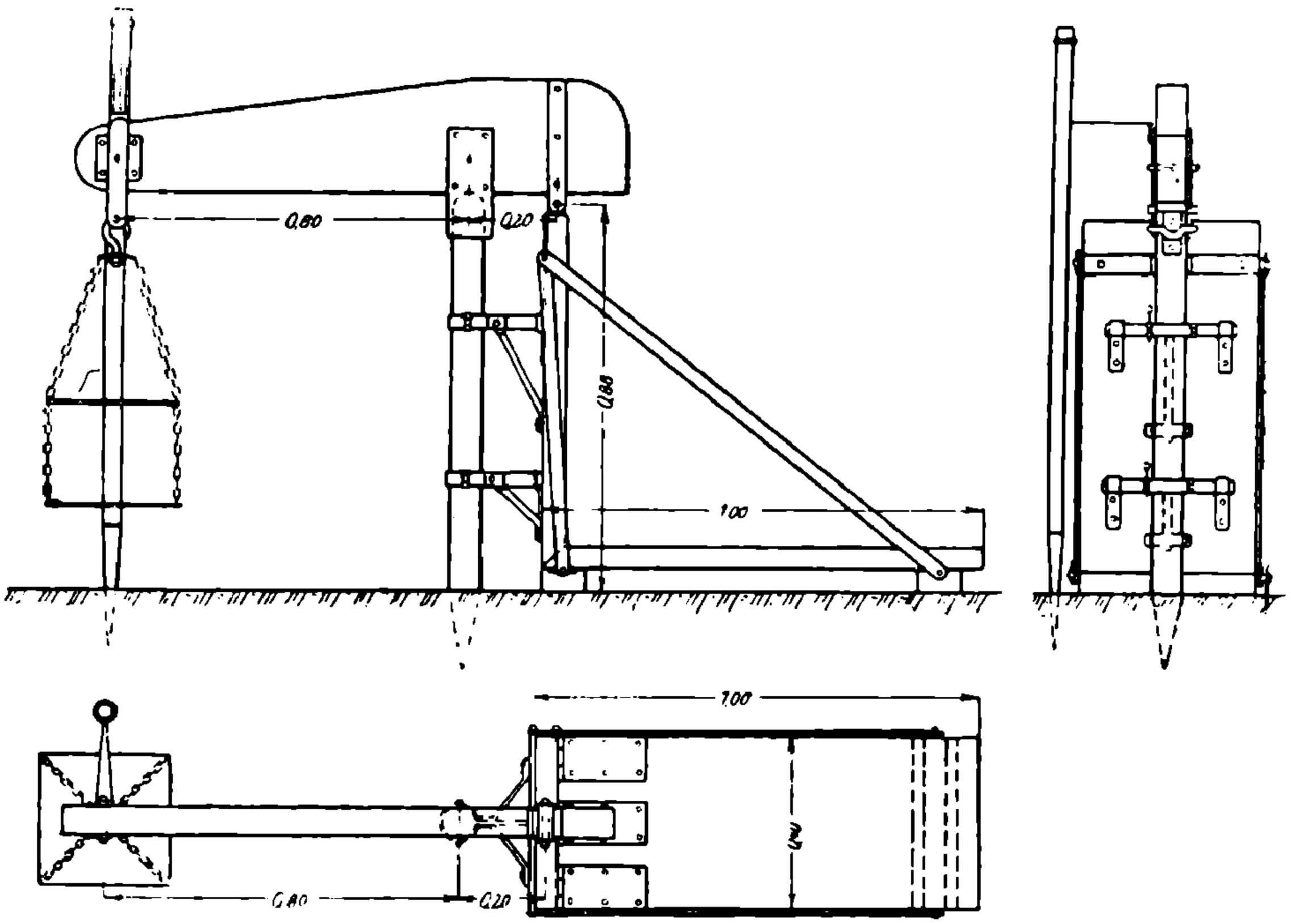


Рис. 21. Испытание грунта по системе Штерна.

грунт дает осадку, не образуя клина, как под горизонтальной поверхностью штампа. Штерн называет сваю «испытательной иглой». На испытательную иглу опирается прочное коромысло, представляющее собою одноплечий рычаг, точка вращения которого помещается в болтовом шарнире, укрепленном наверху передней стенки противовеса. Отношение плеч рычага равно 1,5. На свободном конце рычага устроен крюк, на который повешена чашка коромысла. Эта чашка состоит из двух ярусов. Передняя стенка противовеса соединена с горизонтальной его частью под прямым углом. На крюке чашки весов насажен указатель, который указывает опускание чашки, а тем самым и испытательной иглы; указатель отмечает осадки на воткнутой в землю рядом со снарядом рейке с делениями. Испытательная игла скользит свободно в направляющих обоймах передней стенки мостика-противовеса; во время испытания они откры-

[1] „Schweiz. Bauztg.", 1925, стр. 202, рис. 1.

НТБ ДНУЖТ

ваются. Помост противовеса загружается весом по крайней мере в 300 *кг*, а чашка коромысла — гирями.

Штерн считает возможным принять, что если при испытаниях в различных местах под действием определенной нагрузки осадка свай будет одинакова, то в этих местах будет одинакова и осадка грунта под сооружениями. Если поэтому испытать какой-либо грунт, в котором наблюдается допустимая осадка сооружения, и установить, что исследование другого основания тем же прибором не даст более благоприятных результатов, то можно принять, что на новом месте под подобным и одинаково нагруженным сооружением осадка будет также допустимой. Штерн определяет, что если при определенном давлении (на площадь поперечного сечения свай, а не на боковую поверхность ее острия) осадка равна 4 *мм*, что соответствует отметке указателя — 20 *мм*, то давление сооружения с половинной единичной нагрузкой также даст осадку не больше 20 *мм*.

Значение приборов для испытания грунта (Бухгейма, Гейстера и Штерна) состоит в том, что с ними легко можно проделать большое число испытаний и благодаря легкости разгрузки прибора определить упругие свойства грунта. Они поэтому особенно пригодны в неоднородном грунте, так как дают хорошие данные для сравнения, но на основании полученных результатов нельзя еще непосредственно сделать заключения о том, каково будет поведение грунта под сооружениями. Пробные нагрузки больших поверхностей (выше были предложены 1 и 0,64 $м^2$) благодаря этим приборам во всяком случае не могут быть излишними.

ж) Допускаемая нагрузка.

Вопрос о допустимой нагрузке является самым существенным во всех рассуждениях и испытаниях, касающихся сопротивления грунта. К сожалению отсутствие сведений о том, как ведут себя различного рода грунты под нагрузкой, приводит к тому, что все общеобязательные числовые данные слишком низки. Проект Норм (*DINE*) Нормировочной комиссии германской индустрии для гражданского строительства от 1 октября 1922 г.[1] содержит следующие данные, причем отсутствуют нормы по свайным работам:

I. Общие данные.

1. Допустимые напряжения:	
а) насыпной грунт, старые наслоения мусора и т. п.	0,5 *кг/см²*
б) слежавшийся насыпной песок	1,0 „
в) умеренно сыпой, плотно слежавшийся песок .	1,5 „
г) крепкий мелкозернистый песок, плотно слежавшаяся глина, также гравий с прослойками, содержащими немного песка	3,0
д) плотно слежавшийся крупнозернистый песок, гравий крепкий, сухой мергель .	4,0
е) скалистый грунт, после устранения выветрившегося слоя, может быть нагружен до $^2/_3$ установленного для данной породы напряжения на сжатие (см. *DINE*) 1053, 1 абз. 4 [2].	

[1] Опубликован в „Bauingenieur", 1922, вып. 19, приложение „Die Baunormung", стр. 4.

[2] Ниже приводится в п. 11.

НТБ ДНУЖТ

При внецентренном направлении нагрузки давления по краям не должны превосходить ¾ указанных напряжений.

2. При глубоко расположенной подошве основания (например при основаниях на столбах, опускных колодцах и кессонах) величина допускаемого напряжения может быть повышена на величину давления от грунта выше подошвы сооружения.

3. Более высокая нагрузка, чем установленная в разделе 1 от *a* до *d*, допустима только в исключительных случаях после пробных испытаний.

Примечание. В качестве допустимого давления грунт может принимать в общем приблизительно половину того давления, которое вызывает осадку в ~ 1 *см* при поверхности загрузки в 900 *см*^{2}, после наступления равновесия и при отсутствии бокового выпучивания грунта. Это остается справедливым только для приблизительно равномерной нагрузки. При более значительной неравномерной нагруаке должны быть сделаны ограничения, как указано выше.

II. Выбор нагрузки и допустимое повышение напряжения.

1. Указанные в разделе 1 допустимые напряжения действительны при одновременном неблагоприятном действии постоянной и временной нагрузки и нагрузки от снега. Торможение или тяга в косом направлении, вызываемые действием трансмиссий и т. п., должны быть включены во временную нагрузку.

2. Если кроме упомянутых в разделе 1 нагрузок учитывается одновременное действие ветра, торможение больше чем от одного крана, влияние температурных колебаний, а также действие разбухания и усушки деревянных несущих частей, то допустимая нагрузка на основание может быть повышена на 10%.

К этому нужно добавить, что согласно разделу I, абз. 4 Норм *DINE*, 1053 (материалы для гражданского строительства, напряжения, кладка из естественного и искусственного камня, проект от 1 октября 1932 г.), допускаемое напряжение на сжатие составляет:

1. Для пород вулканического происхождения, исключая туфы, например для базальта, гранита, порфира, мелафира, диорита, сиенита(диабаза, базальтовой лавы — 65 *кг/см*^{2}.

2. Для осадочных пород (кроме песчаника), включая вулканические туфы, например для известняка, мрамора [1], доломита—30 *кг/см*^{2}

3. Для песчаника, пресноводных туфов и других не перечисленных в п. 2 осадочных пород сопротивление сжатию должно быть проверено в каждом отдельном случае.

Согласно изложенному допустимые напряжения в породах, поименованных в рубрике 1, лежат в пределах около 40 *кг/см*^{2}, а пород рубрики 2-й — в пределах 20 *кг/см*^{2}. Согласно тем же нормам определение сопротивления сжатию для пород рубрики 3 должно быть проведено на кубиках размерами в 4 *см* в результате 5—10 опытов, причем сжатие должно быть направлено перпендикулярно основанию; допустимая нагрузка применяется равной $^1/_{10}$ полученного сопротивления. Несплошное залегание породы основания допускает напряжение в $^1/_{15}$ найденного сопротивления. Выделение этой отдельной группы пород, для которой нет определенных числовых величин, обосновывается в объяснении к проекту норм разнообразием пород такого рода, встречающихся в южной Германии, особенно в Баварии.

Подразделение грунта по родам, данное в Нормах, заимствовано из постановлений Высшего баварского строительного контроля от 4 апреля 1918 г. Нормы предназначены прежде всего для гражданского строительства и по своему изложению (особенно во II части)

[1] Очень плотный (слоистый) мрамор должен оцениваться на основании испытаний.

НТБ ДНУЖТ

приноровлены к таковому. Однако на этих Нормах можно базироваться и в других видах строительства. В инженерных сооружениях приходится иметь дело с большими поверхностями оснований, и влияние временной нагрузки бывает обычно незначительно по сравнению с собственным весом сооружения, но зато приходится больше считаться с боковой нагрузкой от давления земли и воды и следовательно с внецентренной нагрузкой, для которой нормы допускают только $^3/_4$ допустимого напряжения. Значительно более важным, чем влияние неравномерного распределения сжатия благодаря внецентренной нагрузке, является для инженерных сооружений влияние изменения нагрузки вследствие переменного давления воды. Переменная нагрузка, особенно если сюда же присоединяется гидростатическое давление воды, может привести к разрыхлению грунта основания и дальнейшей его осадке [1]. Это часто заставляет уменьшать допускаемые напряжения. Еще более значительное их уменьшение является необходимым, если подошва сооружения подвержена сотрясениям — обстоятельство, которое между прочим должно приниматься во внимание и в гражданском строительстве.

При статической нагрузке инженерных сооружений во многих случаях можно допустить более значительные напряжения, чем это указывается в нормах. В этом случае можно откинуть ограничение, установленное в конце п. 1 раздела I, которое говорит, что в случае внецентренного давления - напряжения должны составлять только $^3/_4$ от допускаемых.

Управление прусских водных сооружений допускает:

1) для среднего грунта, мелкозернистого или нечистого песка от 2 до 3 *кг/см²*;

2) для хорошего грунта, плотно осевшего гравия, крупнозернистого песка, а также для твердой глины от 3 до 5 *кг/см²*. Правила идут таким образом дальше Норм, в особенности допуская в качестве верхней границы для гравия и крупнозернистого песка 5 вместо 4 *кг/см²* и для твердой глины также 5 вместо 3 *кг/см²*, причем Нормы при внецентренной нагрузке допускают даже только $^3/_4$ от данных величин.

Приводимое ниже сопоставление [2] обычных в Англии величин допускаемых нагрузок для различных родов грунта показывает, что там и для инженерных сооружений допускается большая нагрузка, чем указанная в нормах.

Нужно еще упомянуть о допустимых нагрузках, принятых в Берлине. Хороший грунт основания в Берлине состоит из слежавшегося мелкозернистого, а порою более крупного песка большой мощности. Правила Берлинского строительного контроля допускают давление на грунт в 2,5 *кг/см*; при наличии обоих условий допускаются отступления. При постройках колоколен берлинских церквей [3] напря-

[1] См. статью Бреннеке в «Zentralbl. d. Bauverwaltung», 1904, стр. 93, «О перемещении набережных Вильгельмсгафена под влиянием действия приливной волны». Это явление объясняется тем, что стены колеблются от меняющегося давления воды; при движении их вперед масса расположенного за стеною песка полает также вперед и мешает стене совершать полное обратное движение; бесконечно малые воздействия при каждой перемене уровня привели за 17 лет к наклону стен на 25 *см*.

[2] Handbuch d. Ing.-Wiss, „Grundbau", изд. 4, стр. 20, Лейпциг 1906.

[3] Там же, стр. 19.

НТБ ДНУЖТ

Таблица 7.

Род грунта	Допустимая нагрузка в *кг/см²*
Аллювиальный песок, глинистый грунт с 30—70% содержанием песка	0,8—1,6
Влажный глинистый грунт	1,6—2,2
Крепкая глина в смеси с мелкозернистым песком	4—5
Желтая глина (Yellow Clay)	4,4—6,5
Крепкая синяя глина, твердый мергель	5,4—8,7
Новый Тоуэрский мост в Лондоне, давление на грунт (London Clay) в 4 *кг/см²*	
Белый мел (загрязненный и глинистый без хряща) . .	1,1—1,6
Белый мел с хрящом	2,2—3,3
Плотный песок в устьях рек (в бухтах и т. д.)	4,9—5,5
Голландские инженеры считают допустимую нагрузку на плотный чистый песок 6 *кг/см²*.	
Очень крепкий плотный песок не глубже 6 *м* и песчаный хрящ . .	6,5—7,6
Чистый гравий и слоистый .	6,5—8,7
Плотный (компактный) гравий	7,6—9,8
Чистый однородный гравий р. Темзы нагружался 15 *кг/см²* на глубине 1 до $1^1/_2$ *м* от поверхности; осадка не наблюдалась	—
Скалистый грунт в зависимости от прочности и слоистости	8,7—20
Песчаник, который крошится в руке .	1,6—1,9

жения достигли от 2,6 до 3,3 *кг/см²*, в одном случае установлено даже 5,12 *кг/см²*, причем не отмечено каких-либо вредных последствий. Для кессонов по старым данным. — 5,12 *кг/см²*, а при глубоко лежащем основании еще больше. Берлинская национальная галлерея[2] стоит на кессонах, подошвы которых лежат на 7—8 *м* ниже поверхности, на 3—4 *м* ниже нормального уровня вод и на 1,5—2,5 *м* погружены в песчаный грунт с напряжением 5,85 *кг/см²*. При постройке городской железной дороги допущено 4,5 *кг/см²* и, несмотря на постоянные сотрясения, до сих пор еще не обнаружено каких-либо последствий. По Бернгарду[4] капитальные стены обычных берлинских жилых домов производят давление в 4,3 *кг/см²*, причем это давление благодаря неравномерности нагрузки (имея в виду нагрузку от торцовых стен) в действительности весьма повышается. Бернгард утверждает, что неучтенные при проектировании добавочные напряжения, возникающие благодаря несимметричной нагрузке, бывают у берлинских домов часто весьма велики. В одном случае он доказал, что давление по краям фундаментов равнялось 10 *кг/см²*, тогда как при

[1] „Deutsche Bauztg.“, 1872, стр. 88.
[2] „Zeitschr. f. Bauw.“, 1869, стр. 269.
[3] „Zeitschr. f. Bauw“. 1884, стр. 113.
[4] „Zenwalbl. d. Bauv“. 1907, стр. 241.

НТБ ДНУЖТ

расчетах учитывалось давление в 2,5 *кг/см²*. В этом случае в строении появились недопустимые осадки и трещины. Бернгард приходит к заключению, что на берлинский песчаный грунт можно допустить при более глубоком его залегании 2,5 *кг/см²*, а в случае остроганного и хрящеватого песка — 3,0 *кг/см²*, допуская в обоих случаях добавочное повышение нагрузки, равное весу грунта, лежавшего ранее выше основания; на основе испытаний могут быть допущены более значительные давления. Эти данные он дополняет в одной позднейшей статье[1] допускаемой нагрузкой на плотно слежавшейся, более крупный гравий 4 *кг/см²*. Приведенные числовые данные служат доказательством того, что обязательные правила предъявляют сравнительно низкие требования, которые на основе особых исследований для многих ответственных сооружений могут быть значительно повышены.

3. Обследование основания и грунтовых вод.

а) Геологическое обследование.

При составлении проекта устройства основания для более значительного ответственного сооружения необходимо знать, если желательно оградить себя от неожиданностей, геологическое строение местности, в которой возводится сооружение. Столь широкое знание геологии и особенно опыт, необходимый для суждения о геологических условиях, большей частью недоступны инженеру-строителю, да и не могут быть ему доступны, так как геология лежит вне его специальности. Из этого отнюдь не следует, что инженер-строитель может не дооценивать значения геологического исследования; наоборот, он должен без стеснения пользоваться указаниями соответствующих специалистов.

В производстве земляных работ значительного объема принято производить широкие геологические обследования, так как от правильного распознания грунта зависит верное составление сметы и выбор соответствующего оборудования. Мы можем сказать то же самое и об устройстве водоподъемных сооружений, связанных с изменением уровня речных или грунтовых вод. Геологические условия могут и здесь оказать решающее влияние на эффект и рентабельность сооружения. Геологическое исследование должно быть непосредственно распространено также и на грунт под сооружением; даже в тех случаях, когда нет такого повода, достоверное знание геологических условий совершенно необходимо[2]. При этом часто нельзя обойтись без консультации специалиста-геолога. Расходы на геологическое исследование не имеют значения по сравнению с преимуще-

---

[3] «Bauingeneieur». 1920, стр. 18.

[2] Труд, касающийся предварительных геологических работ в строительстве особенно в железнодорожном строительстве, в горных местностях появился во II серии „Fortschritte der Ingenieurwissenschaften“ в качестве 25 выпуска этого издания: Singer, Die Bodenuntersuchung für Bauzwecke, Лейпциг 1914. В качестве примера детального предварительного геологического исследования для значительного отдельного сооружения можно указать на предварительные работы при сооружении второго бьефа Гогенцоллернского канала в Нидерфинове. „Bautechnik“ 1926, стр. 154.

НТБ ДНУЖТ

ствами своевременного предупреждения опасностей, угрожающих сооружению, и возможного удешевления строительства. Рекомендуется привлекать геолога еще до начала исследований грунта, чтобы он мог указать, какие исследования необходимы для дополнения картины, создающейся перед его глазами на основе внешних данных и может быть уже имеющихся исследований места постройки или ближайших и дальних окрестностей. Испытания грунта часто могут быть произведены благодаря этому скорее, целесообразнее и экономнее. Геолог укажет, где можно встретить однородные условия грунта и где приходится считаться со сбросами, т. е. где достаточно немногих буровых скважин или шурфов и где они должны быть чаще. Он даст также руководящие указания, каким образом наиболее просто и уверенно определить возможные поверхности скольжения и на какую глубину следует вести исследования грунта.

Геологическое исследование имеет особое значение для определения движений грунтовых вод, их мощности, продолжительности и направления в целях определения давления и противодавления воды, обеспечения сооружения и его основания от механических и химических воздействий и для решения вопроса о водоотливе при производстве работ. Так как давление и скорость течения в водоносных слоях часто меняются, то только геологическое исследование сможет дать исчерпывающий ответ относительно наиболее неблагоприятных моментов. На основании геологических условий можно судить о растворяющем действии воды на гипс, ангидрид и разного рода соли, а в незначительной степени и на известняк и доломит — может ли оно привести к таким изменениям в грунте под основанием, что надо считаться с возможностью обвалов расположенных выше слоев и с возникающей отсюда опасностью для сооружения. Только геологическое исследование сможет установить, увеличится ли растворяющее действие воды от увеличения давления, температуры или в результате обогащения кислотами. Например при возведении сооружений в области среднегерманского цветного песчаника, известняка-ракушечника и кейпера в ответственной постройке невозможно будет обойтись без геологического исследования во всех тех местах, где пласты соли верхнего ноздреватого песчаника или более поздних триасовых наслоений расположены на умеренной глубине. О том, что следует обращать внимание на имеющиеся вблизи заброшенные старые горные разработки, указано ранее.

б) Геофизические исследования.

Для получения данных о грунтовых условиях в последнее время стали применять физические методы наблюдений[1] и на основе наблюдений над отклонениями в физическом состоянии грунта делают выводы относительно различного состава грунта. При этом используются самые различные свойства грунта. Так например, с помощью маятника или другого прибора можно измерить изменения в плотности грунта вблизи поверхности земли, искажающие поле тяготения этой поверхности, и вывести из такого рода изменений замкю-

[1] „Bauing.“, 1920, стр. 206; „Zeitsch. f. angewandte Geophysik“, 1922, вып. I и II, стр. 3 и 33 с подробным указанием источников.

НТБ ДНУЖТ

чения относительно положения и границ более легких пород, например включений соли, водных потоков. Таким же образом можно установить поля магнитных аномалий, которые укажут на наличие железных руд или слабо магнитных пород (например эруптивных. содержащих в себе железо). Все горные породы и все роды грунта содержат в себе в незначительных количествах радиоактивные вещества, о наличии которых можно судить по излучениям, благодаря которым они делают окружающий воздух более или менее электропроводным. По величине электропроводности и по роду излучений можно узнать радиоактивное вещество. Измерения производятся на месте при помощи переносных, удобных для обращения приборов, но могут быть произведены также и в лаборатории над взятыми пробами грунта. Они позволяют определить залегание грунтовых пластов, сбросы, а также направление грунтовых вод. Можно наконец применить иногда и измерение электрических токов, которые образуются вследствие химических изменений в верхних выветрившихся слоях многих рудных месторождений.

Хорошие данные о распределении грунтов можно получить, пропуская электрический ток и устанавливая условия его прохождения в грунте. Нанесенные на плане линии токов электрического поля позволяют установить там, где они густы, грунт хорошей электропроводности, а там, где они редки, хужепроводящий грунт. План ясно показывает неоднородности грунта. Измерения производятся таким образом: на известном расстоянии один от другого погружают в землю два электрода, пропускают переменный ток от одного к другому и устанавливают при помощи двух зондов, соединенных с телефоном, линии равного электрического потенциала (в трубке телефона только тогда не слышно звука, когда оба зонда находятся в точках одинакового электрического потенциала). Можно дополнить результаты исследования, произведя измерения также на больших глубинах, в буровых скважинах, шахтах, рудных разработках и т. д. Таким способом получают прежде всего картину распределения вод в грунте, например узнают о том, каково направление подземных потоков, добывают данные относительно влажности и водонепроницаемости грунта дна и склонов долины, где проектируется водовместилище, или также о границах подземных вод, источников. При благоприятных условиях можно при помощи измерений на поверхности земли обследовать несколько ярусов грунтовых вод, расположенных друг над другом, с определением их протяжения и относительной высоты.

Испытание при помощи электрического тока предполагает известную влажность грунта, при которой существовала уже естественная. хотя бы незначительная электропроводность. В местностях вполне сухих, особенно в пустынях и степях, часто бывает совершенно невозможно пропустить ток через верхние, совершенно сухие пласты. Тогда посылают электрические волны [1] с антенн, установленных на поверхности земли; волны пронизывают непроводящие слои грунта. как и непроводящий воздух, но задерживаются или отражаются проводящими пластами. Судя по тому, как они отражаются, можно сделать заключение относительно состояния грунта, в особенности отно-

[1] „Bautechnik" 1925, стр. 55.

НТБ ДНУЖТ

сительно направления грунтовых вод, и установить положение верхнего их уровня и возможные примеси к воде (содержание солей).

Различные методы «прикладной геофизики» разработаны доктором Амбронном в Институте прикладной геофизики в Геттингене[1].

Методы эти ценны главным образом в горном деле, где они и применяются, но они имеют немаловажное значение и для инженера-строителя, например в изысканиях 1923 г. водонепроницаемости склонов долин при постройке запруды в долине р. Вэгги в Швейцарии; полезны были бы они и при выполнении значительных понижений уровня грунтовых вод.

«Прикладная геофизика» наука еще молодая, ее методы находятся только в начальной стадии научной и практической разработки. Инженер не должен выпускать из вида развития этой новой науки, так как она дает новые вспомогательные средства для исследования грунтовых условий. Метод обследования помощью «волшебного жезла», часто обсуждаемый за последние годы в печати, основан на тех же принципах, с тем только различием, что здесь нет точно работающих физических приборов, а действует нервная система «жезлоносца»; конечно это дает неопределенные результаты в связи с различными, не поддающимися учету обстоятельствами, но все же «волшебный жезл» благодаря простоте его применения может быть с выгодой использован во время подготовки к точным геофизическим измерениям.

в) Исследования посредством шурфования и бурения.

1. Шурфование.

Наиболее простым и надежным является исследование грунта посредством шурфов, но для больших глубин с водоотливом и в случае трудных условий разработки грунта (скалы) этот способ слишком дорог, поэтому для сравнения всегда нужно принимать во внимание имеющиеся вблизи разрезы грунта (например котлованы).

2. Железный щуп (зонд).

На небольших глубинах можно получить данные о свойствах грунта посредством железного щупа. Железный щуп допускает только поверхностную разведку и применяется особенно тогда, когда под мягкими пластами предполагаются более твердые, или когда шурфы доходят до грунтовых вод и нужно получить хотя бы приблизительные сведения о свойствах ближайших нижележащих пластов. Щуп имеет длину от 2 до 4 *м*, снабжен сверху ушком для деревянной рукоятки.

При погружении острия в грунт по звуку и осязанию получается представление о плотности и роде пронизанных слоев. Песок и гравий издают при трении о штангу хрустящий звук, глина проявляет

[1] Подобным же предприятием является Общество практической геофизики во Фрейбурге в Брейсгау.

НТБ ДНУЖТ

себя вязкостью, торф имеет пустоты, жирен на ощупь и часто оказывает различное сопротивление усилию, растительная земля издает глухой звук. Если штанга щупа проходит пласты песка или гравия, она очищается до блеска: глина, если не смывается водой или не удаляется при извлечении вышерасположенными пластами, прилипает к штанге. Если штанга находилась в торфе, она делается липкой. Небольшие пробы грунта, если он насыщен водой, можно получить, устраивая в штанге с промежутками в 30 *см* наклонные книзу углубления («карманы»), которые при вытаскивании штанги набиваются грунтом. Зарубки и горизонтальные углубления не достигают цели, так как нельзя установить, из какой глубины происходит набившийся в них грунт.

3. Бурение.

Железный щуп представляет собою вспомогательное средство для глубин только до 2 *м*, в крайнем случае до 3—4 *м*. Даже для этих незначительных глубин следует отдавать предпочтение бурению; при большей глубине — если не желательно делать шурфов — речь только и может итти о бурении.

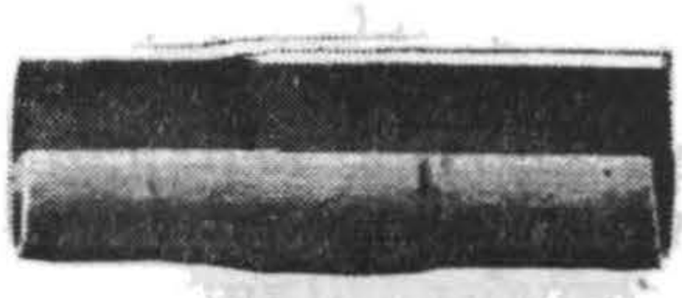


Рис. 22. Обсадные трубы с раструбом.



Рис. 23. Обсадные трубы с нарезными охватывающими муфтами.

Буровой инструмент[1]. *Обсадные трубы.* Бурение выполняется в обсадных трубах с минимальным диаметром 150 *мм*. Бур должен иметь в трубе с каждой стороны зазоры не менее 15—20 *мм*. Трубы должны быть гладкими изнутри и не иметь выступов в муфтах; также и муфты для более легкого погружения труб должны возможно меньше выступать за внешнюю поверхность. Трубы, муфты которых совершенно гладки как снаружи, так и изнутри, так называемые «прогонные» трубы (Treibrohre), наиболее выгодны для буровых работ, но требуют значительно бо́льшей толщины стенок, а поэтому дороги и к тому же вследствие большего веса менее удобны для употребления, так что применяются в редких случаях. Наиболее часто применяются трубы с раструбами[2] (рис. 22), в которых конец одной трубы охватывается расширенным концом другой. Суженные трубы, в которых, наоборот, суженный конец одной трубы ввинчивается в нормальный конец другой, также часто употребляются при глубоком бурении, но, собственно говоря, не должны были бы применяться, так как штанга и бур легко могут зацепиться за выступы внутри трубы и тем самым подвергнуть сомнению пробы грунта. Затруднения от внешних выступов труб с раструбами при опускании или

---

[1] В наших условиях см. Кайков, Буровые работы, 1932 г. *Прим. ред.*

[2] Рис. 22—24 заимствованы из каталога трубопрокатного завода Маннесмана в Дюссельдорфе.

НТБ ДНЗЖТ

вытаскивании не имеют значения для тех сравнительно незначительных глубин, о которых здесь идет речь. По тем же причинам также весьма употребительны обсадные трубы с отдельными наружными муфтами на нарезе (рис. 23). В этом случае трубы совершенно гладки внутри, муфты могут однако в плотном грунте застрять и оторваться.

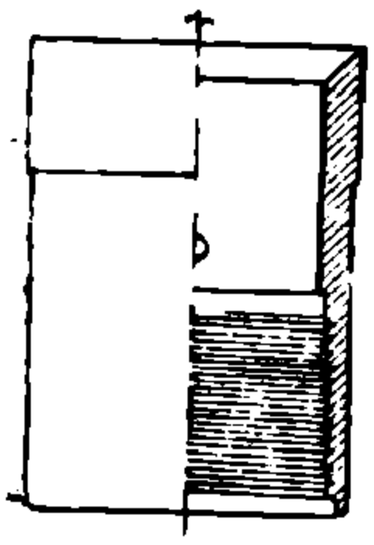


Рис. 24. Буровой башмак.

Лучше всего прокатные без швов трубы Маннесманна со стальными муфтами; они крепче распространенных патентованных сварных труб. Толщина стенок труб диаметром в 150 *мм* равняется самое меньшее 4,5 *мм*.

Трубы можно получать любой длины.

Нижняя труба кончается утолщенным резцом, который может быть также снабжен зубцами в виде пилы. Вместо этого употребляется большей частью особый «буровой башмак», изображенный на рис. 24; целесообразно, если диаметр резца несколько больше внешнего диаметра обсадной трубы; во всяком случае он должен быть равным по величине диаметру муфт. Чтобы башмак можно было легко навинчивать и свинчивать с помощью ключа, он должен иметь в своих стенках отверстия.

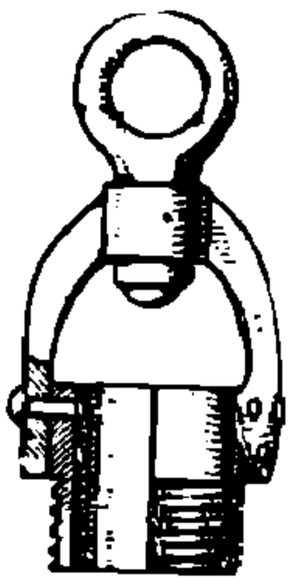


Рис. 25. Бугель с вертлюгом для подвески обсадных труб (вертлюжная пробка).

Если трубы опускаются с ударами, то на верхний конец для защиты нарезки навинчивается короткий утолщенный на верхнем конце кусок трубы. Для подвески и вытаскивания труб употребляются короткие, снабженные хомутами и вертлюгами (рис. 25), отрезки труб с нарезкой. Эти подвесные приспособления не нужны, если трубы имеют наверху муфты, под которыми подкладываются хомутики, охватывающие трубы.

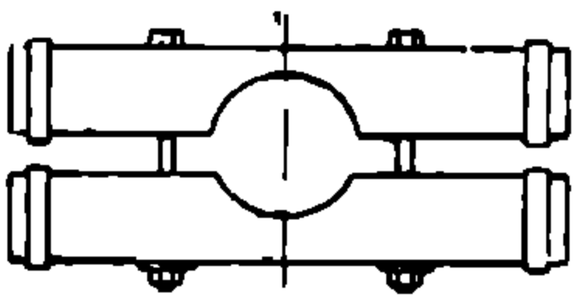


Рис. 26. Крестовины (хомуты) для охвата обсадных труб.

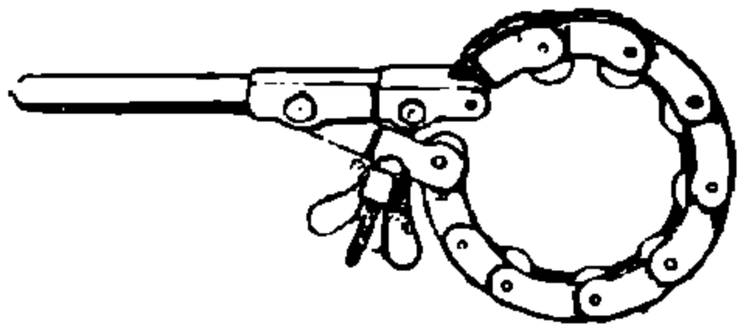


Рис. 27. Цепной труборез для обсадных труб.

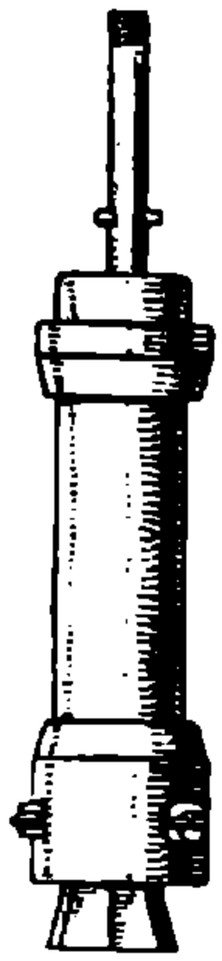


Рис. 28. Внутренний труборез.

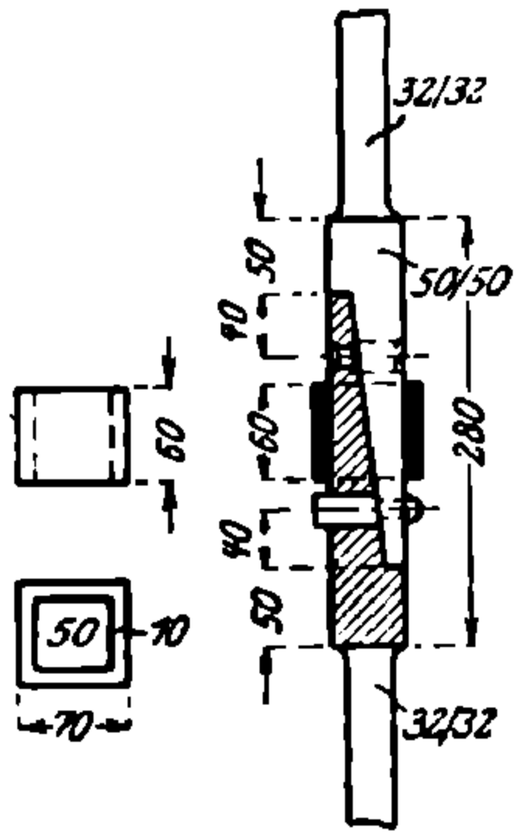


Рис. 29. Замок для скрепления штанг.

Следуя за буром, обсадные трубы опускаются вращением посредством железных хомутиков, удлиненных рычагами или длинноплечими хомутами. Часто употребляются деревянные хомуты (рис. 26), которые стягиваются болтами и крепко обжимают трубу. В хомутах устраиваются продушины для деревянных ваг. Они служат кроме

НТБ ДНУЖТ

того для нагрузки обсадных труб, а также для устройства помоста для рабочих; ими можно пользоваться и при вытаскивании трубы.

Вытаскивание труб облегчается специальным приспособлением наподобие гарпуна, концы которого заводятся под нижнюю кромку трубы. Можно также вводить в трубу деревянную грушу, входящую с небольшим зазором. Она суживается в верхней части и при поднятии заклинивается в трубе насыпанным на нее остроганным гравием.

Для резания труб выше поверхности земли применяется труборез (рис. 27). Для труб, погруженных в грунт, если по какой-либо причине приходится оставить их в земле, применяют «внутренний труборез» (рис. 28). Этот инструмент имеет форму поршня, опускается в буровую скважину на полой штанге и содержит внутри клин, который управляется с поверхности земли и прижимает к стенкам трубы режущие колесики [1].

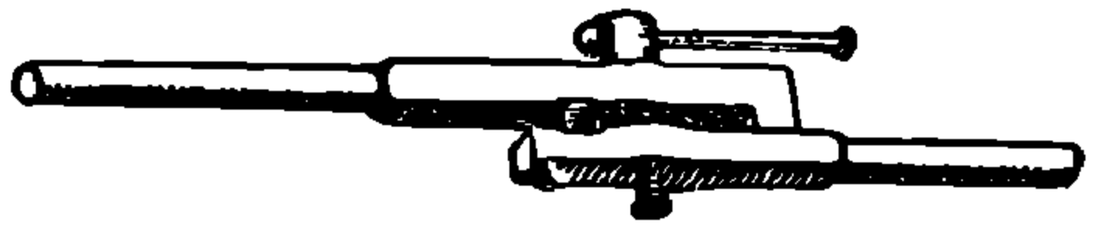


Рис. 30. Шарнирный хомут для штанг

Буровые штанги. Штанги для бурения делают четырехгранными, чтобы иметь возможность приложить вращательный рычаг на любой высоте. Смотря по глубине бурения и ширине буровой скважины штанги имеют толщину от 24 до 40 *мм*. Длина отдельных штанг соразмеряется с длиною обсадных труб. Чтобы облегчить поднятие и спуск штанги, на верхнем конце каждой из них прикрепляют один или два хомута. Штанги или свинчиваются между собою или, что лучше, накладываются в замок (рис. 29) [2]. Обе части замка стыкаются одна с другой посредством двух шипов и закрепляются надвижным кольцом. Замок обделан снаружи на конус, так что кольцо может быть надвинуто крепко. Смыкание замком крепче и надежнее, чем свинчивание, при котором штанги могут быть вращаемы всегда только в одном направлении. Стыки штанг должны быть сделаны возможно крепче, так как поломка штанг в местах смычки затрудняет их удаление из скважины.

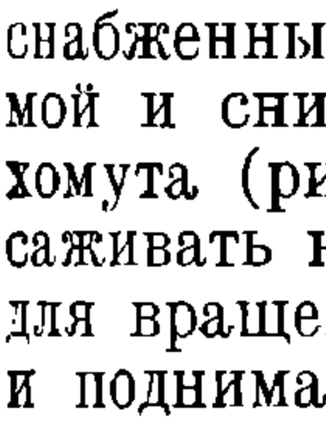


Рис. 31. Подъемник для буровых штанг (фаршгуль).

Штанги вращаются при помощи железных кольцевых зажимов, снабженных рукоятками, или посредством особенно легко надеваемой и снимаемой железной головки с рычагом, рукоятки бура или хомута (рис. 30). Если длина штанги незначительна, то можно насаживать на них головку, имеющую сверху проушину, через которую для вращения просовывают штангу. За эту проушину можно также и поднимать штанги. Большей же частью применяют для подъема особое приспособление (рис. 31) с легко вращающимся вертлюгом, подвешенное к карабинному крюку подъемного троса и имеющее в нижней шайбе прорезь, в которую штанга вдвигается таким образом, что хомут ложится на шайбу. Штанга закрепляется в своем положении поворотом щеколды или движением кольца (*a* на рис. 31).

---

[1] Большая часть рисунков буровых инструментов (25, 27, 28, 33, 40 и 48) взята из каталога завода машин и инструментов глубокого бурения Генриха Майера в Нюрнберге-Доссе.

[2] Lückemann, Grundbau, изд. 2, стр. 7, рис. 5, Берлин 1913.

НТБ ДНУЖТ

Можно поднимать штангу и обычным крюком, который закладывается под один из хомутов, но тогда штанга висит не так надежно.

Вместо жестких штанг употребляется иногда проволочный канат[1], особенно при бурении в мокром песке буровым стаканом. Между карабинным крюком проволочного каната и верхним концом бура, имеющим нарезку или замок, помещают в таком случае подъемник.

Вышка для бурения. Буровые штанги поднимаются и опускаются при помощи проволочного каната, перекинутого через блок на ручной ворот. Блок прикрепляется к вершине треноги буровой вышки, а ворот к ногам.

Буровые наконечники. В зависимости от рода грунта буры можно разделить на три группы: земляные, песчаные и для каменистых пород. Земляные буры при повороте благодаря нарезке ввинчиваются в землю, они употребляются в растительной земле, жирной и тощей глине, болотистом

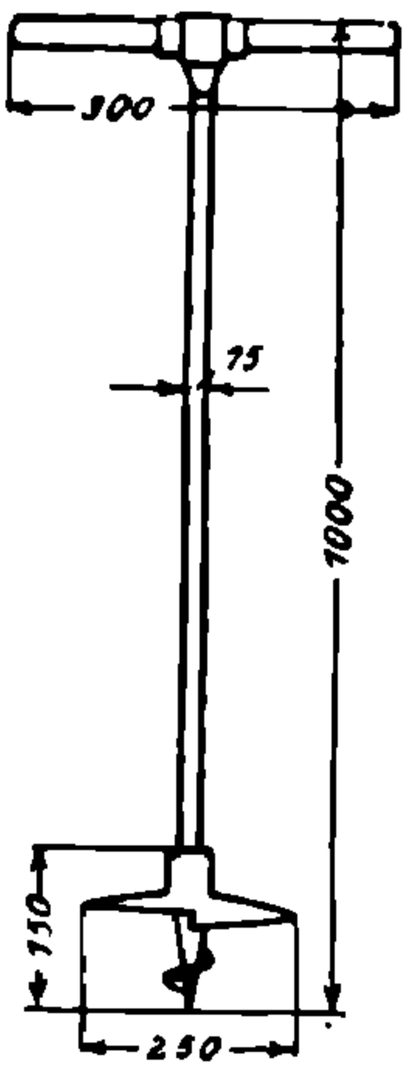


Рис. 32. Тарелочный бур.



Рис. 33. Цилиндрический бур.



Рис. 34. Трубчатая ложка (желонка).



Рис. 35. Ложка (желонка).



Рис. 36. Режущий бур.

грунте, а при незначительной глубине также в леске и гравии. Песчаные буры входят в грунт также посредством вращения, наполняются и извлекают грунт из буровой скважины. Буры для каменистых пород раздробляют породу, мелкие части которой удаляются водой или посредством желонок.

1. Земляной бур. Для начала при установке обсадной трубы, следовательно для прохождения верхнего слоя грунта, а также на глубину до 1 *м*, употребляются буры с короткими штангами и рукояткой. Обычно употребляется тарелочный бур (рис. 32), который применяется и со штангами. Он состоит из двух спиралей, сходящихся в конусообразное острие; нижняя, меньшая спираль круче, чем верхняя, большая. Бур ввинчивается благодаря этому приспособлению очень легко.

При более мягком грунте, как-то: растительной земле, тощей и жирной глине, болотном грунте и т. д., употребляют цилиндрический бур (рис. 33). Острый край вертикальной прорези кожуха и винтовой нижний конец при вращении бура срезают грунт; винтовая нарезка выдавливает его вверх. В очень мягких или менее

[1] Канатное бурение у нас осуществляется пеньковым канатом, к которому привязываются рабочие наконечники. *Прим. ред.*

НГБ ДНУЖТ

плотных песчаных грунтах прорезь кожуха делается узкой (цилиндрический бур, рис. 33, трубчатая ложка, рис. 34); в более вязких грунтах берут буры с более широкой прорезью и нижним концом в виде ложки. Бур последнего рода — наиболее употребительный и важный инструмент для буровых работ, его называют ложкой (рис. 35).

Режущий бур (рис. 36) с чрезвычайно отточенным острием применяется в очень вязкой глине, торфе, болотном грунте, сплетениях корней и т. д. Улиточный бур (рис. 37) подходит для крепкой жирной глины, для тощей глины, а также для разрыхления плотно слежавшегося песка или гравия. Для более рыхлого грунта, например песка, гравия и каменистой глины, рекомендуется коробчатый бур (рис. 38).

При бурении указанными до сих пор инструментами бур в начале работы загружается и медленно ввертывается в землю. Нагрузка ненужна при больших глубинах, когда штанги сами по себе уже достаточно тяжелы. Для облегчения бурения сухие буровые скважины заливаются водой. Во избежание заклинивания буры должны быть в нижней части несколько шире, чем в верхней.

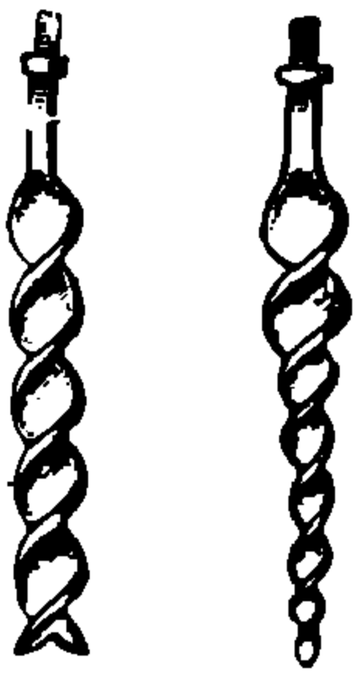


Рис. 37. Улиточный (змеевиковый) бур.

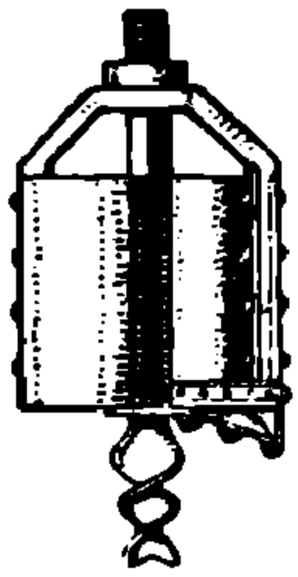


Рис. 38. Коробчатый бур.



Рис. 39. Желонка для ила (бур с клапаном).



Рис. 40. Желонка с поршнем для гравия.

Если желательно получить пробы грунта, характеризующие его в первоначальном положении, то употребляют закрытые кругом цилиндры, в которых скользит поршень. Они конструируются сходно с упомянутым ниже поршневым буром или хрящевой помпой, но прикрепляются к твердым штангам [1].

2) *Песчаные буры.* Ил, мокрый песок и мокрый гравий не извлекаются земляными бурами; для них применяют желонки — буры с клапанами, представляющие собою закрытый заостренный книзу цилиндр, у которого снизу устроен захлопывающийся или шаровой клапан (рис. 39). Бур наполняется посредством повторных возможно частых толчков, сотрясений (при твердых штангах) или ударов о грунт, если он подвешен к тросу.

Поршневый бур для извлечения хряща, гравия (рис. 40) имеет

[1] „Zentralbl. d. Bauv." 1925, стр. 391.

НТБ ДНУЖТ

внутри поршень из твердого дерева или железа, который поднимается вверх и наполняет цилиндр. В суглинистых пластах рекомендуется применение «ложки с клапаном» — цилиндра, снабженного клапаном с нижним концом наподобие ложки.

Если приходится производить бурение в очень мелком мокром песке, который может подниматься в полых трубах бура, то это лучше всего достигается водой, нагнетаемой под давлением в особую трубу, доходящую до низа обсадных труб. Этот способ должен быть широко рекомендован для легких растворимых грунтов, так как ускоряет бурение. Вода в трубы подается рукавом от водоподводящей установки.

Выходящая вода растворяет грунт и гонит его вверх в промежутке между трубой, подающей воду, и обсадной. Этот способ имеет однако тот недостаток, что буровые пробы различных расположенных один над другим пластов перемешиваются между собою, так что нельзя определить глубины и последовательности расположения пластов; кроме того нельзя получить верного представления о прочности залегания различных пластов, так как грунт попадает наверх в разжиженном состоянии.

3) *Буры для каменистых пород.* В каменистых породах употребляют долото, оканчивающееся простым гладким, немного изогнутым лезвием, крестовый бур, образуемый двумя, и бур с коронкой — с несколькими пересекающимися лезвиями. Бур падает вместе со штангами, раздробляя при этом каменистую породу; после каждого подъема бур несколько поворачивают, чтобы ударить в другое место породы. Для более быстрого бурения и предохранения бура от изнашивания прибегают к промывке водой. Вода вводится через особые промывные трубы или пустотелые штанги. Мелкие частицы бурения удаляются в результате вымывания или желонкой.

Долото дает только размельченные пробы каменистой породы; целые зерна пробуравленного каменистого пласта добываются посредством бура, коронка которого имеет кольцеобразное лезвие. Наиболее известный наконечник, извлекающий целые зерна породы, алмазный, самый производительный и распространенный для глубокого бурения в каменистых породах. Вследствие его дороговизны и хрупкости за последнее время начали употреблять дробовые, быстро вращающиеся наконечники; под стальное лезвие их особой формы во время бурения вводится стальная дробь. Дробовые буры дешевле алмазных, но по своей производительности даже и не приближаются к последним. Простыми бурами стальной дробью можно работать только в мягкой каменистой породе, их лезвие имеет зарубки, похожие на зубцы (зубчатая буровая коронка, фрезерная коронка). Все подобные наконечники нуждаются в промывке водой.

Дальнейшее их рассмотрение может увести нас слишком далеко. Имеются совершенные конструкции[1] с механическими приводами для производства глубокого бурения в горном деле и тоннельном строительстве. При исследовании оснований буры для каменистых пород могут понадобиться только для того, чтобы пробить тонкие или мягкие скалистые пласты, а также препятствия (валуны)

---

[1] См., между прочим „Handbuch d. Ing.-Wiss.“, ч. IV, т. II, гл. I, „Tiefbohrwesen“, изд. 3, Лейпциг 1924.

НТБ ДНУЖТ

в грунте. Для этого употребляют долото, крестовые буры или буры с коронкой. Однако ввиду того, что ручное бурение очень затруднительно, часто, в особенности при случайных препятствиях, прибегают к помощи взрывных работ.

Ловильный инструмент. Для вытаскивания сломанных штанг и других частей оборудования, упавших в буровую скважину, применяют различные ловящие приспособления.

Ловящий или «счастливый» крючок (рис. 41), а так же штопор (рис. 42), вращаются вокруг подлежащей захвату части и плотно ее защемляют. Ловящие вилки и колокола насаживаются на штангу и крепко держат ее прижимным крюком, прижимными пальцами (рис. 43а), прижимными пружинами, эксцентрическими зубчатками или внутренной нарезкой (рис. 43а).

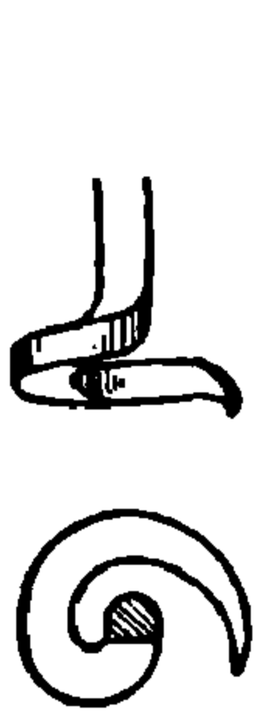


Рис. 41. Ловящий („счастливый") крючок.



Рис. 42. Штопор.

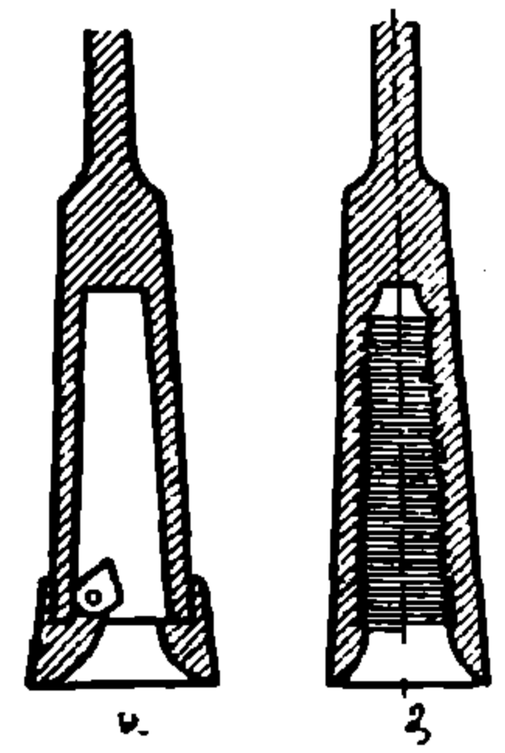


Рис. 43. Ловящие колокола.

Пробы воды. Для взятия проб воды в определенных пластах земли в целях определения ее качеств применяют баллоны особого устройства, которые открываются на дне буровой скважины и снова закрываются трубным клапаном, после того как примут пробу воды (рис. 44).[1] Когда баллон ударяется о дно скважины, клапан открывается, а по наполнении водой снова закрывается, когда баллон поднимается кверху. Можно получить впрочем пробы с любой глубины буровой скважины, устанавливая ниже баллона штангу соответственной длины.

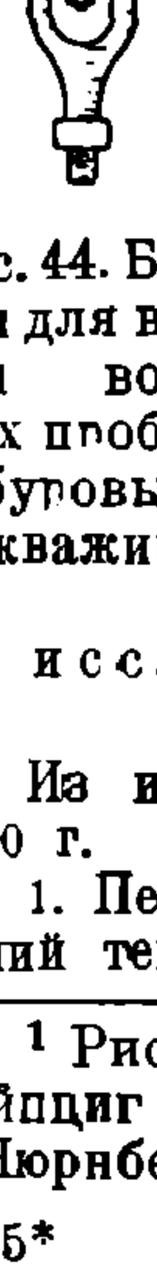


Рис. 44. Баллон для взятия водяных проб из буровых скважин.

Общие замечания относительно бурения. Прусский министр общественных работ издал в 1920 г. правила, касающиеся производства исследований грунта, которые должны выполняться еще до сдачи подрядов на более значительные земляные работы и работы по устройству оснований. Эти указания основаны на опытных данных, собранных Прусским водным управлением при производстве значительных земляных работ, в связи с сооружением больших каналов за два последних десятилетия.

Практические указания по исследованию грунта для значительных земляных работ и устройств оснований.

Из инструкции прусского министерства общественных работ от 10 февраля 1920 г.

1. Перед началом и во время производства значительных буровых обследований технический надзор данной работы совместно с геологом изучает геологи-

[1] Рис. 44 (из „Handbuch d. Ing.-Wiss." IV, 2, I, „Das Tiefbohrwesen", изд. 3, Лейпциг 1924, стр. 114, рис. 253) показывает конструкцию Генриха Мейера в Нюрнберге-Доссе.

НТБ ДНУЖТ

ческое строение района постройки и грунтов, добытых бурением. На основании этого изучения совместно с геологом должно быть выведено заключение о характере напластований с указанием наименований грунтов. В заключение необходимо избегать, как это указано в § 7, общеупотребительных названий, как например плывун и т. д., могущих внести неясность в обследование и дальнейшие выводы.

2. Перед началом работ намеченные буровые скважины должны быть нанесены на план и занумерованы. Надо позаботиться, чтобы скважины по возможности не попадали в места будущих котлованов сооружений, поскольку они могут быть там неудобны. На таких местах постройки в случае надобности должно быть произведено особое бурение.

3. Техники, на которых возложен надзор за работой, должны быть вполне опытны в буровом деле; они ведут работу при непосредственном своем участии. Техник ведет журнал, в который обстоятельно и полно заносит время работы и наблюдения при бурении.

Если технический надзор считает необходимым в процессе работ отдать какое-либо распоряжение, он должен его занести в журнал с указанием обоснований своего распоряжения.

Для того, чтобы данные бурения немедленно после окончания каждой скважины направлялись в технический отдел работ, журнал должен иметь отрывающиеся копирки, которые и отсылаются после окончания каждой буровой скважины, в то время как журнал остается в руках техника-наблюдателя; по окончании бурения или, если техник отчисляется раньше, журнал передается в технический отдел.

4. Для ответственных и трудных случаев бурения назначаются обсадные трубы и по возможности не менее 15 *см*. Когда грунт не держится сам по себе, обсадные трубы необходимы, и во время бурения не спускаются ниже, чем это нужно для буровых работ (от 0,50 до 0,70 *м* ниже уровня грунта в трубе). Как только в скважине покажется вода, ее уровень должен быть измерен и занесен в журнал. Для сравнения с уровнем воды в скважине целесообразно определить положение уровня соседних естественных водных источников и колодцев. Уровень воды в обсадной трубе должен измеряться ежедневно перед началом и после окончания работ по бурению, а также во время бурения надо все время следить за положением воды в обсадной трубе и отмечать заметные изменения. Если при прорезывании грунта слой воды или грунта быстро поднимается в обсадной трубе, надо измерить, до какой высоты поднимается вода или грунт, и заметить, из какого пласта и на какой глубине произошел этот подъем, а также выяснить, произошел ли он в скважине с грунтом и при каком начальном уровне стояния воды в трубе. Вблизи населенных мест надо на ночь защищать обсадную трубу от могущих попасть в нее посторонних предметов, но нельзя закрывать ее так, чтобы совсем не было доступа воздуха.

Целесообразно в связи с бурением точно установить уровень грунтовых вод. Для этого часто может быть необходимо рядом с буровыми скважинами для грунта сделать еще особые скважины для измерения грунтовых вод.

5. Надо установить наконечник бура-напарье и для пройденных отдельных пластов, а также почему один вид напарья должен заменяться другим. Точное установление этого необходимо потому, что например желонка не может с полной точностью определить тонких пластов в их наслоениях в недрах земли и переход от одного пласта к другому, так как при бурении они втрамбовываются друг в друга.

6. При бурении желонкой в песчаном грунте с водой она захватывает с грунтом и воду; при этом суглинок, глина, глинозем и т. д., взятые с нижележащих слоев, разжижаются и при опоражнивании желонки сбегают вместе с водой, причем песок как более крупный материал остается. Чтобы судить действительно о том грунте, который получается при таком бурении, надо принимать во внимание осадок в воде.

7. Техник должен быть инструктирован, чтобы напластования грунта были поименованы в согласовании с геологическими терминами. Плывун, сыпучий песок, наносный песок и прочих наименований, которые часто применяются для определения тонкого песка и песка с примесью глины, необходимо избегать как вводящих в заблуждение.

Мелкий тонкий песок, находящийся под давлением воды, при одностороннем освобождении от давления вытекает с водой или выпучивается, когда протекающая в порах вода уменьшает трение между отдельными частицами песка; в то же самое время тот же песок при постепенном понижении уровня грунтовых вод

НТБ ДПИЖТ

по мере углубления в него прочно держится на месте и служит основанием. Такое противоположное состояние одного и того же грунта оказалось в различных местах при постройке канала Рейн-Херне: в этом грунте узкие котлованы не могли быть вырыты откосами, они сползали и требовали шпунтового ограждения; в том же самом грунте открытые откосы канала, прорезанного землечерпанием, держались прочно годами при понижении уровня грунтовых вод в канале. Песок сам по себе не является плывуном, но может сделаться таким благодаря различным побудителям. Для определения этих побудителей нужно, с одной стороны, точное наблюдение и записывание состояния уровня воды и могущего произойти во время бурения наплыва грунта, с другой стороны, описание и анализ вынутого бурением грунта соответственно размерам его частиц и примесей.

По величине частиц песок обозначается как мелкий, средний и крупнозернистый. Если величина зерен больше 5 *мм*, то он называется гравием. Песок с примесью глины обозначается соответственно количеству примеси суглинком или супеском.

Во всяких смешанных грунтах обозначения грунта должны быть установлены совместно с геологом, так как песок, глина и т. д. могут быть различного происхождения, которое может определить их род и наслоение; присутствие извести узнается при помощи исследования соляной кислотой (выделение углекислоты).

8. Глина, суглинок и мергелистые породы должны быть обозначены каждая в отдельности не только из-за тех камней, которые попадаются в мергеле и суглинке и затрудняют земляную работу, но также и из-за других свойств этих грунтов по сравнению с глиной в этом отношении устойчивого положения откосов. Суглинок и мергель, благодаря своей крепости и величине внутреннего трения дают более благоприятные условия для устройства откосов земляных сооружений, чем глинистые грунты, которые для своей устойчивости должны иметь более пологие откосы и часто требуют особых работ по укреплению. Грунты, как суглинок и глина, могут встречаться в мягком пластичном или твердом состоянии. При определении состояния грунта надо обратить внимание на то, что грунт, добытый при помощи желянки или обычного цилиндрического напарья, при бурении перемешивается, поэтому качество его надо определять с осторожностью. Указание на то, имеем ли мы дело с мягкой или крепкой глиной, может дать сопротивление при буровых работах.

9. Полученные при бурении пробы должны непосредственно на месте помещаться в предназначенные для этого ящики с отделениями от 8 до 10 *см* длиною, шириною и высотою. Отделения должны наполняться совершенно доверху, что особенно необходимо для таких грунтов, как илистая глина, болотистый грунт и т. д., для которых желательно определение содержания воды. Происходящее от испарения воды сжатие пробы дает примерный масштаб для определения содержания воды и вместе с тем для приблизительного представления о крепости такого грунта. Ящики должны быть отмечены написанными прочной краской дробными числами; числитель обозначает номер буровой скважины, откуда взята проба, а знаменатель — номер отделения, который в списке заносится рядом с наименованием проходимых бурением соответствующих пластов.

До окончания обследования наряду с пробами, сохраняемыми в ящиках, должны сохраняться большие пробы, взятые от главных пластов.

10. Если при бурении обсадная труба встретит препятствие, то при обнаруживании камня надо прежде всего попытаться раздробить его долотом. Если это невозможно и если буровая скважина дошла до меньшей глубины, чем это было предположено, все же приходится отказаться от бурения в этом месте. Род препятствия, которое мешает дальнейшему бурению, должен быть по возможности точно определен и обозначен. Чтобы избежать неверных данных относительно размеров встретившегося камня, необходимо, чтобы во время обхода камня добытый бурением грунт все время сравнивался по мере хода бурения. Новая дополнительная буровая скважина должна иметь соответственное обозначение относящимся к ней числом.

11. Бурение в 15-*см* обсадной трубе позволяет получить в общем верную картину напластований, однако в особых случаях допускаются (как замена шурфовых скважин) обсадные трубы около 50 *см* в диаметре, из которых грунт извлекается небольшим черпаком и без нарушения структуры. Все же не надо отказываться от устройства шурфов там, где они признаются нужными. Встреченная скала должна исследоваться для того, чтобы судить об ее крепости и наслоениях.

12. Рекомендуется как основное условие при больших земляных работах и для сооружений с обширными работами по устройству основания приложить

НТБ ДнУЖТ

чертежи, изображающие результат бурения и рядом с ними геологическое заключение, поскольку это касается характеристики грунта; при этом результаты бурения наносятся на профиле, а расположение буровых скважин на плане.

Технический надзор не принимает на себя никакой ответственности за тождественность геологического строения в тех пунктах, где не было произведено бурения.

При постепенном нанесении данных бурения не соединяют пластов одинакового качества соседних буровых скважин, такая картина может не соответствовать действительности. В остальном изображения должны передавать все существенные наблюдения и главнейшие происшествия во время бурения.

При подаче заявлений на производство работ каждый соискатель должен письменно заявить, что он ознакомился и изучил данные бурения.

Технический надзор, не удовлетворяясь таким заявлением, должен убедиться, что будущий производитель работ действительно изучил все условия грунта в достаточной мере, и это принимается во внимание при сдаче работ.

Необходимо несколько дополнить некоторые параграфы.

В § 7 говорится, что о пробах, добытых в грунтовой воде желонкой, нужно судить с большой осторожностью, так как часть грунтов растворяется в воде, и только более тяжелые песчаные составные части остаются в вымытом состоянии. Правильно судить о добытых таким способом пробах грунтов очень трудно, особенно если пробы приходится поднимать через значительный слой воды и они при этом сильно вымываются. В таких случаях особенно необходим опытный техник. Для выяснения подобных данных бурения, добытых в глубокой воде при постройке стены набережной в Киле, образцы грунта добывались водолазным колоколом при достижении подошвы сооружения с значительными затратами. Таким же образом при постройке Эйфелевой башни, чтобы получить верную картину нижних грунтов, углубляли шахту для исследования помощью сжатого воздуха.

В § 4 сказано, что уровень воды в буровой скважине надо измерять повторно. Свободное стояние воды в буровой скважине будет вообще ниже, чем в земле, кроме артезианских вод. Вследствие капиллярности вода поднимается в глинистом грунте до высоты 2 *м*, песок, особенно очень мелкий, имеет также значительную прочность «увлажнения» и держит воду на большой высоте. При расчете действующего на сооружение давления или напора воды эта высота не принимается во внимание, так как капиллярная вода не развивает никакого давления вниз. Для инженера таким образом свободное стояние воды, которое оказывается в буровых скважинах, очень ценно. Этот уровень воды является наиболее точным, когда нижний край обсадной трубы находится только немного ниже его. Если труба опущена ниже, то подъем уровня воды в трубе останавливается благодаря давлению, которое развивается у нижнего края трубы; полное равновесие наступает через некоторое время. Первоначальное измерение уровня воды является таким образом самым важным. Надо точно замечать влажность грунта и не делается ли он постепенно все более влажным, что свидетельствует о быстром повышении уровня воды. В этом случае обсадную трубу следует опускать понемногу, пока не установится свободный уровень воды в трубе. Позднейшие измерения неточны, так как неизвестно, прошло ли достаточно времени, чтобы вода могла достигнуть окончательного уровня в трубе; выравнивание уровня происходит иногда в течение целого дня.

НТБ ДНУЖТ

Несмотря на это необходимы и позднейшие измерения, так как уровень воды в земле колеблется, и таким образом при первом измерении можно получить случайное число. Сопоставляя местные условия и данные бурения, можно по большей части настолько верно оценить степень неточности позднейших измерений, что они все же могут иметь ценность. Хорошую проверку дает стояние воды в соседних естественных водных источниках или колодцах, одновременное наблюдение которых вполне правильно предписывается инструкцией.

К § 9 надо добавить, что сохранение пробы в стеклянных сосудах дает наглядное представление о грунтах; правда, оно несколько хлопотливо, но вряд ли значительно дороже, чем хранение в деревянных ящиках.

г) Исследование пробной нагрузкой и пробной забивкой свай.

Указанные ранее исследования грунта дополняются пробными нагрузками для определения сопротивления грунта. Эти пробные нагрузки уже рассмотрены выше (стр. 41 и след.). Если предполагается свайное основание, то должны быть произведены и пробные забивки свай.

д) Химические исследования.

Грунт основания и грунтовые воды должны быть исследованы в отношении вредных химических влияний, которые они могут производить на сооружение. Особенно чувствительны к этим влияниям бетон, растворы и железо. Наибольшее значение имеют вещества, вредные для бетона, главным образом кислоты (углекислоты, серная кислота), соли, особенно сернокислые, сероводород и т. д. В разделе «Строительные материалы» будут подробно рассмотрены эти химические факторы. Здесь нужно только указать, что повсюду следует принимать в расчет возможность присутствия этих элементов[1]. Морская вода разрушает бетон; столь же вредными могут оказаться все грунты, образовавшиеся путем отложений из морской воды. Вредными являются все болотистые грунты, особенно вследствие того, что в них содержится серный колчедан, менее — вследствие содержания в них гумозной кислоты. Все отложения остатков растительных и животных организмов (ил, торф, сфагнум), солончаки, минеральные источники, всякого рода сточные воды, отвалы для шлаков и мусора на металлургических заводах и других промышленных предприятиях, склады и перегрузочные приспособления дают повод к обогащению грунтовых вод вредными веществами. Часто эти вещества переносятся посредством одной только дождевой воды. В морской и болотной воде, а также в глеистых и торфяных грунтах низменностей, вблизи соляных и угольных копей и около рудников — всюду и всегда должны быть приняты меры к защите бетонных сооружений. И тем не менее нигде нельзя поручиться за то, что бетону не будут угрожать указанные вредные влияния.

---

[1] В качестве примера того, о каких количествах вредных веществ может итти речь, следует указать, что в 1 $м^3$ глеистого грунта восточно-фризских болот содержалось в двух произвольно взятых пробах 3,6 и 12 *кг* антидрида серной кислоты (SO_2); из двух других, также произвольно взятых проб, могло быть получено 6,6 и 16,0 *кг* серной кислоты на 1 $м^3$ грунта.

НГБ ДНУЖТ

За последние годы все больше и больше выясняется, что в результате химического воздействия грунтовых или поверхностных вод (особенно морской воды) проявлялись значительные повреждения и разрушения бетонных сооружений. Исследование грунта и грунтовых вод в отношении химически вредных веществ имеет теперь такое же значение, как и исследование сопротивления грунта. Кто пренебрегает таким исследованием, тот проявляет грубую небрежность. К сожалению сознание справедливости этой истины не стало еще всеобщим достоянием настолько, чтобы о ней можно было не упоминать.

Отдельных исследований недостаточно, так как состав грунтовых вод часто сильно изменяется в связи с местом и временем. Поэтому, если водоносные пласты будут вскрыты, пробы следует брать также и во время постройки. Пробы должны быть исследованы в лаборатории, имеющей опыт в этой области и могущей дать, кроме анализа, также и свое заключение о степени влияния обнаруженных вредных составных частей [1]. Водяные пробы следует брать в количестве по крайней мере 5 *л*. Стеклянные сосуды должны быть предварительно начисто вымыты, а во время пробы, во избежание загрязнения, нужно тщательное наблюдение. Пробы грунта берутся приблизительно в том же количестве и укладываются в ящики для пересылки по возможности без изменения в расположении слоев. Деревянным ящикам следует отдавать предпочтение перед жестяными, так как жесть может дать химические изменения. Лучше всего и для проб грунта применять закрывающиеся стеклянные сосуды. Места, откуда взяты пробы, должны быть обозначены.

Расположенные вблизи места производства строительных работ более ранние бетонные сооружения часто могут дать указания относительно химических воздействий на будущее сооружение. Поэтому следует в этом случае брать пробы бетона из-под воды в таких старых сооружениях и подвергать их исследованию. Исследование сможет точно выяснить род химических изменений, особенно в том случае, если в распоряжение лаборатории будут представлены возможно точные данные о качестве употребленных в свое время для бетона строительных материалов, пропорции смеси, в особенности же о качестве связующего вещества.

---

[1] Для подобных исследований можно рекомендовать например наряду с исследовательскими учреждениями различных высших технических школ, равно как и университетов, Прусский областной институт гигиены воды, почвы и воздуха в Берлине — Даллеме, Эренбергштрассе 38-42, Прусский государственный исследовательский институт для испытания материалов в Берлине — Даллеме, Унтер ден Эйхем 87, и Опытную станцию по исследованию болот в Бремене.

НТБ ДНУЖТ

ЧАСТЬ ВТОРАЯ

СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ.

1. Дерево.

а) Виды дерева.

В строительстве оснований особое значение имеют круглые сваи и деревянные шпунтовые стенки. В качестве строевого леса в Германии заслуживают внимания сосна, красная ель, белая ель, пихта, лиственница, дуб, красный бук, а из иностранных сортов леса — американская смолистая сосна.

Хвойный лес имеет перед лиственным преимущество в более прямом и стройном росте и меньшем влиянии сучьев на структуру.

Сосна употребляется наиболее часто в водном строительстве и при устройстве оснований. Вследствие своего прямого, стройного роста, большой крепости и малой ломкости она особенно подходит для брусьев больших размеров, свай и шпунтов. Смолистая сосна очень хорошо выносит перемены погоды, она крепче, эластичнее, гибче и выносливее ели.

Красная ель — наиболее распространенное хвойное дерево умеренного пояса — не обладает столь ценными качествами, а потому и стоит дешевле сосны. Красная ель часто употребляется для временных построек, лесов, крепления котлованов, для перемычек и в качестве опалубки для постоянных сооружений. В устройстве оснований предпочитают по большей части сосну.

Белая или «благородная» ель (пихта) схожа с красной елью, но встречается значительно реже.

Лиственница превосходит ель и сосну крепостью, смолистостью и прочностью, но встречается в наши дни уже редко. Она дает самые лучшие сваи, но в общем слишком дорога в качестве строительного материала.

Дуб — самое ценное лиственное дерево в Германии. Крепостью и прочностью он превосходит хвойные деревья, но имеет большие сучья, нарушающие однородность структуры. Дуб очень дорог, особенно при более значительных размерах. Для шпунтовых стенок он совсем не употребляется, а для свай только в редких случаях.

Красный бук — наиболее распространенное в Германии лиственное дерево. На воздухе он недостаточно прочен и не может быть поэтому использован в качестве строевого леса, но в воде он может

НТБ ДПУКТ

найти превосходное применение и употребляется часто для свай[1] и шпунтовых стенок. Над водой бук быстро разрушается насекомыми, гниением и так легко растрескивается на воздухе, что нужно особенно осторожно складывать его на месте постройки и защищать от действия ветра и солнечных лучей. Вследствие своей склонности давать трещины[2] буковое дерево пользуется в качестве строительного материала несколько дурной славой и употребляется ныне сравнительно много лишь в подземном строительстве для шпал или торцовых мостовых после предварительной пропитки креозотом. Правильным обращением можно достаточно предохранить бук от трещин, и тогда он может дать превосходный строительный материал для гидротехнических сооружений. Слишком мало внимания уделяют этому материалу теперь. При восстановлении плотины и постройке набережной в Гамельне[3] шпунтовые стенки из букового дерева в трудном грунте превосходно проявили себя и особенно в том отношении, что буковое дерево менее эластично, чем сосна. В Гольтенау[4] толстые буковые шпунтовые доски, наоборот, совсем не оправдали своего назначения: как только при бойке увеличивалось сопротивление, от голов свай начинали отламываться отдельные куски.

Правильный уход за лесом[5] позволит значительно улучшить качества букового дерева и даст возможность более широкого в соответствии с его достоинствами применения его в строительстве. В наши дни растет для надводных сооружений употребление букового дерева, пропитанного креозотом.

Смолистая сосна, известная в северной Германии под английским названием pitchpine, растет на восточном берегу Соединенных Штатов и отличается большим весом, большой крепостью и обилием смолы. Она считается поэтому наиболее стойким в отношении атмосферных влияний хвойным деревом. Смолистая сосна так вздорожала за последние годы вследствие хищнической эксплоатации, что о применении ее при устройстве оснований можно, пожалуй, и не говорить.

Из других чужеземных пород деревьев следует здесь назвать еще некоторые виды, сравнительно хорошо противостоящие нападению шашня, а потому часто применявшиеся в морских сооружениях. Сюда относится южно-американское дерево greenheart, очень твердое и малоупругое, содержащее в себе ядовитое масло, защищающее его от шашня. Оно употребляется уже издавна, особенно в Голландии и Англии, для обшивки шлюзовых ворот, а также и для свай; лишь изредка оно подвергается нападению шашня. По той же причине применялись в новейшее время различные австралийские виды эвкалиптов, особенно дерево джарри и голубое каучуковое дерево (blue gum), которое хорошо проявило себя в гавани Довера. Считать названные виды дерева вполне обеспеченными от нападения шашня все-таки нельзя. При забивке должно обра-

---

[1] Новый пример — ратуша в Ганновере, под которой стоит 6000 буковых свай. G. Lang, Das Holz als Baustoff, Висбаден 1915, стр. 162.

[2] См., между прочим, опыт, сделанный в Гольтенау, „Zeitschr. f. Bauw.“, 1897, стр. 574.

[3] „Zentralbl. d. Bauv.“, 1889, стр. 472.

[4] См. предыдущее примечание.

[5] G. Lang, привед. соч., стр. 173 и сл.

НТБ ДНУЖТ

ться с ними осторожно, так как они очень хрупки и легко раскалываются.

Нижеследующая таблица дает наглядное представление о весе, прочности и эластичности наиболее важных видов дерева [1]. Нормы прочности и упругости являются только средними значениями, которые не сходятся с другими данными, так как все опыты с деревом в зависимости от возраста, сухости, веса, строения волокон и обработки отдельных частей дают совершенно различные результаты.

Все приводимые значения относятся к воздушно-сухому дереву. Прочность мокрого дерева составляет только $^2/_3$, иногда только половину прочности воздушно-сухого [2]. Цифры, относящиеся к удельному весу, соответствуют нормам бывшего прусского министерства общественных работ, которые применяются в настоящее время Прусским строительным управлением [3].

Таблица 8.

Вид дерева	Объемный вес		Сопротивление в $кг/см^2$								Предел упругости в $кг/см^2$ в направлении волокна			Модуль упругости в $т/см$ в направлении волокон		
			в направлении волокон			в направлении поперек волокон										
	Воздушно-сухоеприблизит.	Готовое для постройки	Растяжение	Сжатие	Срезывание	Растяжение	Сжатие	Изгиб	Срезывание		Растяжение	Сжатие	Изгиб	Растяжение	Сжатие	Изгиб
Дуб (летний дуб)	0,85	0,90	625	364	61—98	44— 61	350	800	349		350	222	271	108	103	99
Красный бук .	0,75	0,80	364	386	65—68	65—122	350	971	391		245	249	198	180	169	128
Сосна	0,65	0,70	430	302	55—60	15— 59	220	623	210		170	260	197	120	119	86
Лиственница .	0,60	0,65	588	320	57—60	—	—	663	246		172	240	157	131	114	105
Красная ель .	0,55	0,60	370	297	42—50	—	—	742	260		209	180	130	129	111	86
Белая ель	0,55	0,60	713	312	41—50	—	—	566	273		235	190	143	113	100	86

В качестве допускаемых напряжений предписания прусского министерства дают табл. 9 (см. стр. 76).

Дерево, которое постоянно находится под водою, допускает менее значительные напряжения; для временных целей (леса и т. д.) соответствующие значения могут быть увеличены на 25%.

Другие предписания дают ввиду указанного выше разнообразия результатов опытов несколько иные цифры; однако дальнейшее обсуждение данного вопроса завело бы нас слишком далеко. Нужно только указать, что затруднения, которые вызываются определением

---

[1] Цифры заимствованы из Bub-Bodmar u. Tilger, Die Konservierung des Holzes, стр. 183 и сл., Берлин 1922.

[2] „Zentralbl. d. Bauv." 1913, стр. 705; Troschel, Handbuch der Holzkonservierung, стр. 316, Берлин 1916. В обоих подробное указание источников.

[3] „Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe" от 24 декабря 1919, изд. 6, Берлин 1925.

НТБ ДНУЖТ

Таблица 9.

Вид дерева	Растяжение	Сжатие	Изгиб	Срезывание
	в направлении волокон в $кг/см^2$			
Дуб	100	80	100	10
Сосна без сучьев	100	60	100	10
Красная ель	90	50	90	8
Белая ель	90	50	80	8

допускаемых напряжений для строевого леса, выявились особенно во время обсуждения этого вопроса в Нормировочной комиссии германской индустрии[1]; эта комиссия еще не приняла окончательного решения.

Следует еще упомянуть, что проект норм (*DINE* 1052) допускает для сжатия в перпендикулярном направлении к волокнам для дуба и бука 50—60, для сосны и красной и белой ели 2025 $кг/см^2$.

б) Время рубки.

Заказчику значительных партий свай и шпунта необходимо знать надлежащее время года для рубки леса; он должен согласовать время поставок со временем рубки, если не хочет получить слишком долго пролежавший на складах или не во-время срубленный лес. Слишком долго выдержанное дерево не подходит для свайных работ, так как оно менее стойко, скорее колется и легче коробится и трескается, попадая в воду. По указанной причине следует применять, в особенности для шпунтовых ограждений, только свежесрубленный лес. Лес, срубленный не во-время, оказывает малое сопротивление точащим червям и гниению, так как он содержит в своих клетках крахмал, белок и другие гидраты углерода, способствующие работе червей и гниению.

Деревья принимают посредством корней воду, азот и питательные соли, а посредством листьев — углерод и кислород. Эти вещества превращаются в листьях под влиянием солнца в белок и гидраты углерода (особенно крахмал) и в этом виде расходуются на рост ствола или откладываются в питательных и складочных клетках дерева. Это движение соков — «подъем соков» — прекращается зимою и на короткое время летом, когда дереву не хватает воды, необходимой для поднятия соков. Скопившийся крахмал во время прекращения движения соков превращается у хвойных деревьев в маслянистый жир, у части лиственных деревьев, как например у дуба, он остается в виде крахмала, а у других лиственных деревьев, например у бука, крахмал вследствие холода превращается в сахар — явление, известное всем у картофеля. Превращение крахмала должно по меньшей мере совершаться, а по возможности и быть законченным к моменту рубки. В срубленном стволе это превращение до из-

[1] „Bauing"., 1921, стр. 439 и 541. Проект указания норм *DINE* 1052 опубликован в „Maschinenbau", „*N. D. I.*," „Mitt." от 22/X 1921.

НТБ ДНУЖТ

вестной степени еще продолжается. Из этого вытекает само собой, что хвойные деревья, а из лиственных например бук, должно рубить зимою, во время неподвижности соков и превращения крахмала в жиры или сахар. Лучшее время для рубки в нашем климате — от начала ноября до начала февраля. В это время благодаря замерзшей земле наиболее легко производится также и перевозка, и сваленный лес наименее доступен вредителям. Наоборот, дуб и другие лиственные деревья, которые не видоизменяют своего крахмала зимою, лучше всего рубить летом в то время, когда крахмал превратился в жир. Это время кратко, меняется в зависимости от погоды, а потому его трудно использовать; однако имеются средства искусственно удалять крахмал [1].

в) Технические условия.

Хороший строевой лес должен быть по возможности прочным, плотным и прямым. Он должен также иметь возможно меньше сучьев. Рыхлая, мягкая весенняя древесина отдельных годовых слоев должна быть развита возможно меньше, а плотная и крепкая осенняя возможно сильнее. Ранняя древесина у хвойных деревьев бывает светлая, а поздняя — темная, у лиственных деревьев ранняя древесина обнаруживает в разрезе, перпендикулярном к волокнам, многочисленные крупные сосуды; эти сосуды в поздней древесине малы и менее часты. До известной степени развитием равномерного, тяжелого и лишенного сучьев дерева можно руководить посредством соответственного ухода за лесом. В общем при уходе за лесом на тяжесть и крепость деревьев обращают фактически меньше внимания, а больше уделяют его росту леса [2]. Это останется без изменения до тех пор, пока при покупке строевого леса все покупатели не будут относиться с подозрением к быстро выращенному лесу, оплачивая его дешевле. В наши дни довольно обычным является предписание, чтобы стволы, настолько быстро выросшие, что они в среднем обнаруживают меньше четырех годовых колец на 1 *см* диаметра, не принимались при сдаче. Если это постановление и исключает весь слишком быстро выросший лес, то все-таки нужно добиваться в этом отношении более строгих правил.

Пиленый лес и шпунтины должны распиливаться возможно точнее по волокнам; для более значительных длин речь может итти следовательно только о лесе, обладающем прямизной. При изготовлении шпунтин следует исключать все деревья с большим количеством крупных сучьев, так как они легко создают затруднения при забивке. Во избежание растрескивания весь пиленый лес должен предохраняться от высушивания под действием ветра и солнца; если ему приходится долго лежать до обращения в дело, нужно класть его в воду.

Лес для свай должен быть возможно прямой, так как искривленные деревья пружинят при забивке, уменьшают этим действие удара и легко выходят из направления, в котором их забивают. Самое большое искривление, которое можно допустить, не должно превы-

---

[1] G. Lang, Das Holz als Baustoff, стр. 81.
[2] G. Lang, привед. сочин., стр. 104 и сл.

НТБ ДНУЖТ

шать стрелою изгиба $^1/_{100}$ длины сваи; искривления в двух направлениях совершенно недопустимы. Трудно также забивать сваи с большой свилеватостью ствола, волокна которого росли спирально, хотя они и выделяются часто особой крепостью, так как скрученный ствол получается именно благодаря высоким напряжениям от действия ветра. Круглый лес должен возможно равномерно суживаться от основания ствола к вершине, в общем не более чем на $^1/_{100}$ длины. Диаметр вершины у забивных свай не должен быть меньше $^3/_4$ среднего диаметра. При приемке необходимо обращать внимание, чтобы сваи поставлялись без внешних повреждений, без трещин и дыр, а также без гнилых мест и червоточины. Особенно нужно исследовать сучья, здоровы они или нет. Многочисленные случаи больших размеров нежелательны для свай, даже если они сами по себе здоровы. Круглые сваи перед забивкой должны очищаться от коры, при этом целесообразно доставлять их на место работы уже окоренными.

г) Приемка.

Сваи лучше всего брать прямо из леса тотчас после рубки. Нужно только остерегаться, как бы требованием о приемке свай непосредственно в лесу не удлинить времени, в течение которого деревья должны лежать на месте рубки, так как именно в это время в лесу свежесрубленные деревья особенно подвержены влиянию возбудителей гниения. О том, здорово ли дерево, узнают обычно посредством пробуривания в нем отверстий. Большей частью сваи загнивают с комля, так как возбудители гниения легко проникают в ствол из лесной почвы или из корней («комлевая гниль»); но гниение начинается и вблизи сучьев, особенно под ними, потому что обломанные сучья способствуют проникновению возбудителей гниения в ствол. При приемке необходимо ввиду этого тщательно исследовать прежде всего разрез, сделанный пилою в комле, и кроме того пробуравить отверстия в местах, где находятся не вполне крепкие и здоровые дыры от выпавших сучьев, причем буравить нужно ниже этих дыр. Буравить обычными буравами нежелательно поставщикам леса по той простой причине, что пробуравленный ствол, если он забракован при поставке, с трудом может быть употреблен на что-нибудь еще, так как в случае распилки всегда будет иметь отверстие от бурава. Рекомендуется поэтому употреблять при приемке строевого леса так называемый «бурав для прироста» (рис. 45), который получил такое название потому, что он первоначально употреблялся лесничими для определения прироста дерева на живом стволе. «Бурав для прироста» изготовляется предприятием Маттсона в Мора (Швеция). Он представляет собой пустотелый стальной бурав, который вырезает из ствола схожий с папиросой столбик дерева длиной до 34 см (см. рис. 52 на стр. 89). Этот столбик позволяет сразу определить состояние дерева. Бурав состоит из трех частей: рукоятки *a*, пусто-

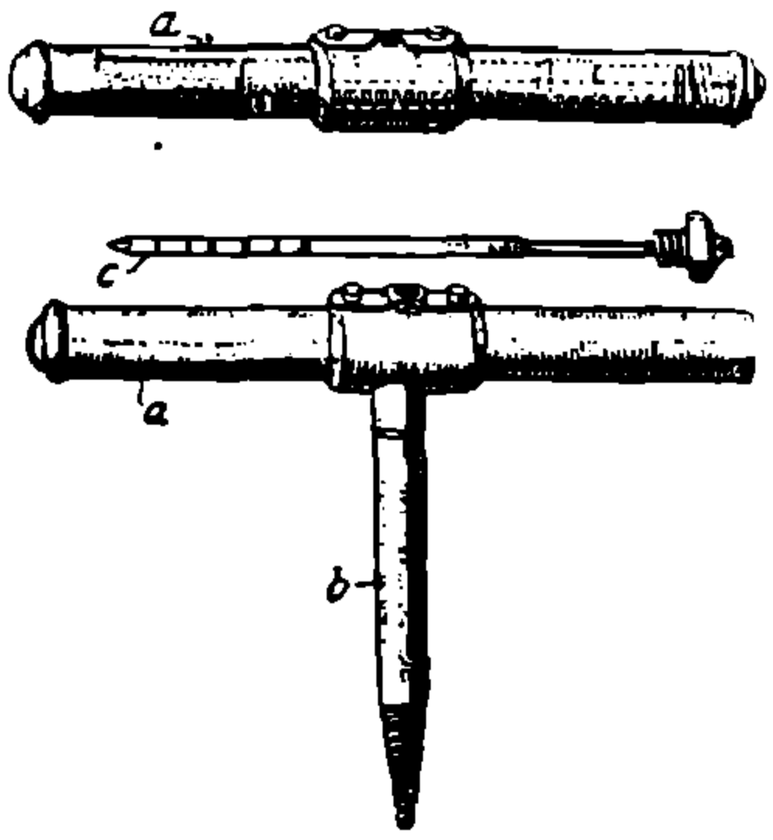


Рис. 45. Шведский бурав для прироста.

ИПВ ДНУЖТ

телого бурава *b*, имеющего на своем нижнем сужающемся конце острую, режущую спираль, и иглы *c*. Пустотелый бурав входит своим верхним четырехгранным концом в рукоятку, посредством которой он и ввертывается.

Тогда вводят между стоящим с зазором внутри бурава столбиком дерева и внутренней стенкой пустотелого бурава заершенную иглу и достают с ее помощью столбик. После употребления бурав и игла вкладываются в пустую внутри рукоятку, которая закрывается головкою иглы, снабженной винтовой нарезкой *d*. Пробуравленная дыра имеет диаметр приблизительно в *5 мм;* повреждение непринятого дерева поэтому сравнительно незначительно. Если оговорить в условиях приемки, что нужное буравление должно производиться только посредством «бурава для прироста», то приобретение потребных буравов более чем окупится благодаря удешевлению предложений.

д) Срок службы.

Дерево, окруженное сухим воздухом, служит без особых предохранительных мероприятий очень долго. Под водой оно служит неограниченное время, поскольку в воде нет газа, и дерево таким образом вполне изолировано от воздуха и газов. Исключение составляет разрушение дерева в морской воде бурящими ракушками и шашнем. В солодковатой и болотной воде, в иле или молодом торфе, а иногда и в мокром глее, — везде, где дерево приходит в соприкосновение с газами, — оно быстро разрушается. Наиболее чувствительно дерево к смене влаги и сухости. Тут оно делается жертвой грибков гниения; время его службы вполне определяется частотой смены влаги и сухости и положением изготовленных из него частей сооружения. Возбудители гниения развиваются лучше всего в теплой сырой среде, в закрытых, насыщенных водяными парами, воздушных пространствах.

Срок службы дерева зависит от его смолистости. Дольше всех выдерживает дуб, меньше сосна и лиственница, скорее всего разрушается ель. Незащищенная сосна в условиях смены влаги и сухости при соприкосновении с землей выдерживает всего от 2 до 6 лет, смотря по положению изготовленной из нее части; в более защищенном положении, особенно если всегда имеется возможность быстрого высыхания после увлажения, она может держаться от 20 до 30 лет. Дуб и лиственница при таких же условиях могут выдерживать от 50 до 100 лет.

Для сохранения дерева в течение неограниченного времени совсем не требуется постоянной работы его под водой. Оно может на короткое время выходить из воды, но не должно просыхать в течение этого времени. Это обстоятельство имеет значение для сооружений в сфере действия приливной волны. Рассчитанные на долгий срок деревянные части сооружений, например ростверки набережных, располагаются значительно выше среднего уровня вод. Уровень воды может понизиться на несколько часов, но дерево не успевает просохнуть, так как оно к тому же обычно покрыто илом и водорослями. На Балтийском море располагают поэтому плоскость ростверка ниже среднего уровня. Хотя низкий уровень воды, вызываемый здесь ветром, сохраняется иногда в течение нескольких дней, но вредных послед-

НТБ ДИУКТ

ствий от этого еще не обнаруживается: за это время дерево не успевает вполне просохнуть, а незначительного уменьшения количества содержащейся в нем влаги еще недостаточно для того, чтобы вызвать гниение.

Допустимая высота расположения леса в сфере действия прилива в очень существенной мере зависит от осадка на нем ила. Так например, во внешней гавани Эмдена, где ила оседает много, горизонтальная плоскость ростверка (верхняя поверхность дощатого настила) расположена на высоте 1,50 *м* выше среднего уровня низких вод без каких-либо вредных последствий. В Гамбурге, где отложения ила незначительны, плоскость ростверка устанавливается не выше, чем на 0,65 *м* над средним горизонтом низких вод. В Гамбургской гавани, где условия приблизительно одинаковы с Гамбургом, плоскость ростверка поднята без вреда до 0,95 *м* выше среднего уровня низких вод. Часто для установления высоты положения ростверка решающим является также вопрос, может ли быть достигнуто надежное, сравнительно глубокое расположение ростверка без чрезмерного повышения расходов по водоотливу. Высота плоскости ростверка ниже среднего уровня воды колеблется в Балтийском море между 10 и 40 *см*; в Штеттине эта высота 85 *см*, в Кенигсберге 75—90 *см*. Точные данные относительно высоты горизонтальных плоскостей ростверков приводит Ф. В. Отто Шульце в своей книге «Постройка морских гаваней», часть I, стр. 218[1]. Нужно заметить, что головы свай, особенно работающих на растяжение, возвышаются еще довольно значительно над горизонтальной плоскостью ростверка; это допускается потому, что деревянные части сооружений с вертикальным направлением древесины остаются все время сырыми благодаря капиллярности.

О наибольшем сроке службы различных видов дерева дают представление следующие составленные по Мотесу[2] данные.

Таблица 10

Наибольшая продолжительность службы дерева в годах

Вид дерева	Постоянно под водой	В переменных условиях (в воде и на воздухе)		В сухом воздухе
		На открытом воздухе	В закрытом пространстве	
Тополь . . .	10	3	1	500
Красный бук .	10	10	5	800
Ива	20	5	4	600
Красная ель .	60	45	20	900
Белая ель . .	70	50	25	900
Сосна . . .	500	80	120	1 000
Лиственница	600	90	150	1 800
Дуб . . .	700	120	200	1 800
Белый бук	750	80	130	1 000
Ольха .	800	5	2	400
Вяз . . .	1 000	100	180	1 500

[1] F. W. Otto Schulze, Seehafenbau, Берлин 1911.
[2] Mothes, Illustriertes Baulexicon, изд. 4, 1881/83.

НТБ ДНУЖТ

e) Вредители дерева.

Дерево разрушается грибками и бактериями, а кроме того насекомыми и другими животными. Разложение под влиянием грибков и бактерий проявляется в форме гниения. Для дерева, употребляемого при постройке оснований, имеют значение только некоторые виды гниения, которые должны здесь вкратце быть рассмотрены. Дальнейшие подробности могут быть найдены в специальных руководствах[1]. Хвойные деревья страдают наиболее часто от красной гнили, которая вызывается «сосновой губкой» (Trametes pini). Красная гниль легко узнается в лесу благодаря коричневым, деревянистым наростам, сидящим на стволе в виде консолей, которые образуются на сосне в местах выхода сучьев, а на красной ели и в других местах. Эти «консоли» образуются только через десять лет после того, как грибок напал на дерево; они имеют на нижней стороне густо расположенные, вертикальные трубочки, в которых образуются споры, служащие для распространения грибка. «Консоли» являются следовательно только «плодами», разрушение же вызывается грибком. Споры образуют мелкий порошок и разносятся ветром. Если они попадают на такие места, как повреждения дерева с ломаными сучьями с открытой сердцевиной, то отсюда и идет нападение, особенно на более старые деревья, которые не могут вполне защитить себя смолою. Грибок распространяется при этом медленно лишь в направлении диаметра дерева, но быстро вдоль ствола и внутри какого-нибудь годичного слоя. Так образуется очень часто наблюдаемое кольцеобразное разрушение, известное под названием «кольцеобразного отлупа» или «лунного кольца» в том случае, если оно имеет форму лунного серпа. Красная губчатая гниль обнаруживается соответственно ее происхождению на высоте или несколько ниже сломанных сучьев, но она часто появляется также в нижней части ствола, исходя из корня, и называется тогда «корневой» или «комлевой» гнилью. Грибок нападает почти всегда только на сердцевину и лишь изредка на заболонь. Дерево окрашивается сначала в розовый цвет, потом в ржаво-коричневый («красная гниль») и наконец в черно-коричневый цвет. Затем оно распадается в черный порошок, и в стволе часто образуются большие пустоты.

Губчатая гниль соснового дерева не умирает, когда дерево рубится: больше того — она продолжает расти даже, когда дерево сохнет. Но она нуждается для жизни, как и все разрушающие дерево грибки, не только в питательных веществах дерева, но и в тепле, воздухе и влаге. Если одного из этих условий недостает, то грибок больше не развивается. Если зараженные губчатой гнилью деревья идут на стройку под водой, то гниль не может распространяться дальше вследствие недостатка воздуха. Когда в подобных случаях гниение продвинулось еще не настолько вперед, что уже подействовало на крепость дерева, нельзя ничего возразить против употребления его в дело. Нужно только принимать во внимание, что фактически красная гниль тотчас же отнимает у зараженных ею частей дерева крепость и способность противостоять внешним воздействиям.

---

[1] Bub Bodmar und Tilger, Die Konservierung des Holzes, Berlin 1922; Troschel, Handbuch der Holzkonservierung, Berlin 1916. В обеих книгах указаны и другие руководства и источники.

НТБ ДНУЖТ

Вызываемая грибком (Ceratostomella pinifera) синяя гниль поражает главным образом хвойные деревья, особенно сосну. Она окрашивает заболонь дерева в грязносиний цвет. Дерево обнаруживает в поперечном сечении клинообразные, сужающиеся в диаметральном направлении пятна, а в продольном разрезе более темную окраску смоляных канальцев и сердцевинных лучей, в которых грибок особенно разводится. Грибок заражает только обнаружившуюся заболонь, следовательно в особенности трещины, дыры от сломанных сучьев и места, проточенные червями как на живом, так и на срубленном дереве. Грибок быстро распространяется и проникает во все дерево за несколько недель, останавливая его рост. Он нуждается однако для своего развития во влажном теплом воздухе, а потому «посинение» наступает большей частью только летом (июнь — сентябрь); зимой его не бывает.

Грибок синей гнили живет только за счет содержимого клеток дерева (крахмал, сахар, белок); он не нападает на волокна дерева и не оказывает следовательно на крепость и прочность дерева какого-либо серьезного вредного влияния, не изменяет он также и веса дерева [1]. Дерево, пораженное синей гнилью, может итти на постройку, поскольку этому не препятствует окраска, а последнее соображение не может иметь места при сооружении оснований. Нужно только быть осторожным, если дерево подлежит пропитыванию, так как места, пораженные синей гнилью, затрудняют движение пропитывающей жидкости [2].

Относительно разрушения грибками дубового и букового дерева, а также по поводу весьма опасных для жилых домов «домового гриба» и грибка «сухой гнили», почти не имеющих значения в основаниях, следует обращаться к указанным выше трудам.

Из насекомых, разрушающих дерево, должны быть названы различные жуки (особенно «дровосек-усач» и короед), бабочки (ивовый древоточец, шелкопряд, древесная оса, рогохвост), древесные муравьи и термиты. Значительный вред гидротехническим сооружениям на голландском и фризском побережьях принесен только двумя видами жуков. Дело идет главным образом о «мрачном жуке» (Nacerdes melanura) [3], который повреждает сваи выше среднего уровня высоких вод, а именно на 10 *см* ниже и 30 *см* выше поверхности земли. Кроме того для дерева гидротехнических сооружений тропиков очень опасен белый муравей (Termites).

Большой вред деревянной конструкции гидротехнических сооружений приносит шашень (Teredo navalis), относящийся к семейству раковичных. Он встречается во всех морях, имеющих содержание солей больше 1%. Десятки лет назад он был известен только в Северном море, теперь он проник и в Балтийское, приблизительно до линии Копенгаген-Варнемюнде. Особенно вреден он под тропиками. До сих пор известно свыше 30 его видов. Личинки шашня свободно

---

[1] „Mitteilungen aus den Kgl. technischen Versuchsanstalten zu Berlin", 1897, вып. I, стр. 1, и 1899, вып. V, стр. 209. См. также Münch, Die Blaufäule des Nadelholzes, „Naturwissenschaftliche Zeitschrift für Forst und Landwirtschaft", 1907 и 1908.

[2] Государственное почтовое управление допускает для дерева, подлежащего пропитыванию под столбы «посинение» только до 1/6 поперечного сечения заболони.

[3] „Zentralbl. d. Bauv.", 1891, стр. 55.

НТБ ДНУЖТ

плавают в воде и к концу своего развития прикрепляются к поверхности дерева; далее шашень врезается в дерево головой, вооруженной двумя известковыми пластинками в форме полумесяца с острыми зубцами, в то время как другой конец животного все время остается через отверстие в соприкосновении со свежей морской водой. На этом конце имеются две тонкие подвижные трубочки; одна из них — рот для дыхания и принятия воды, а другая — клоака для вывода остатков пищи, воды и источенного дерева. Оба отверстия могут закрываться известковыми пластинками, «палитрами», которые не одинаковы у различных видов шашней и являются главным их отличительным признаком. Из воды шашень получает часть своего питания в виде мельчайших живых существ, а также животных и растительных от-

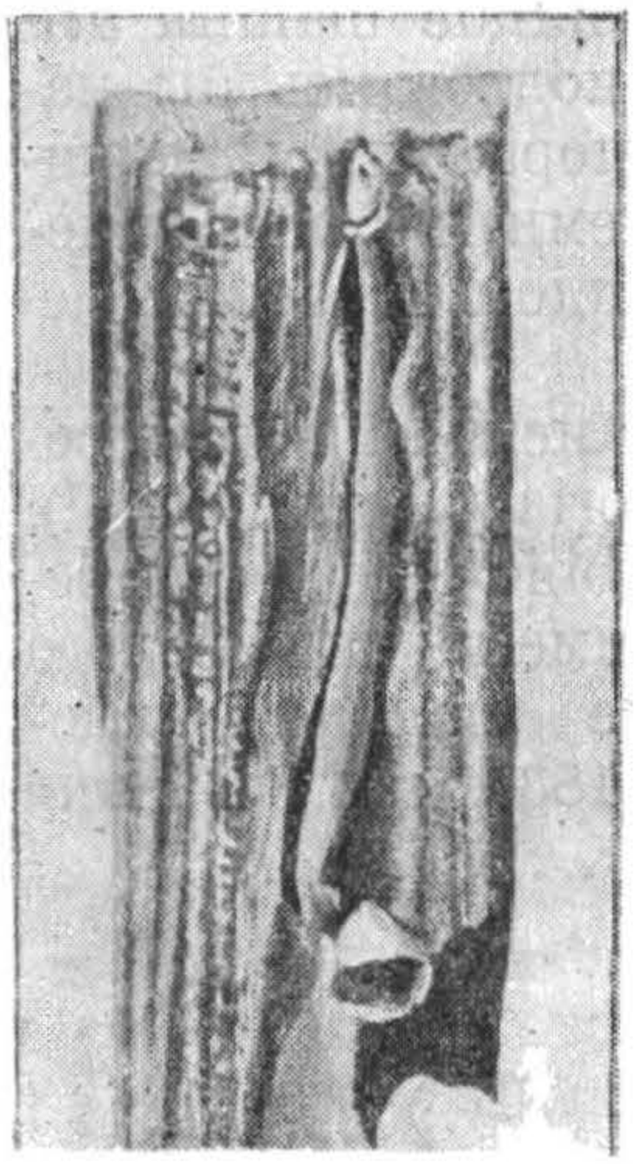


Рис. 46.
Шашень (teredo navalis).



Рис. 47. Сосновое дерево, пораженное шашнем.

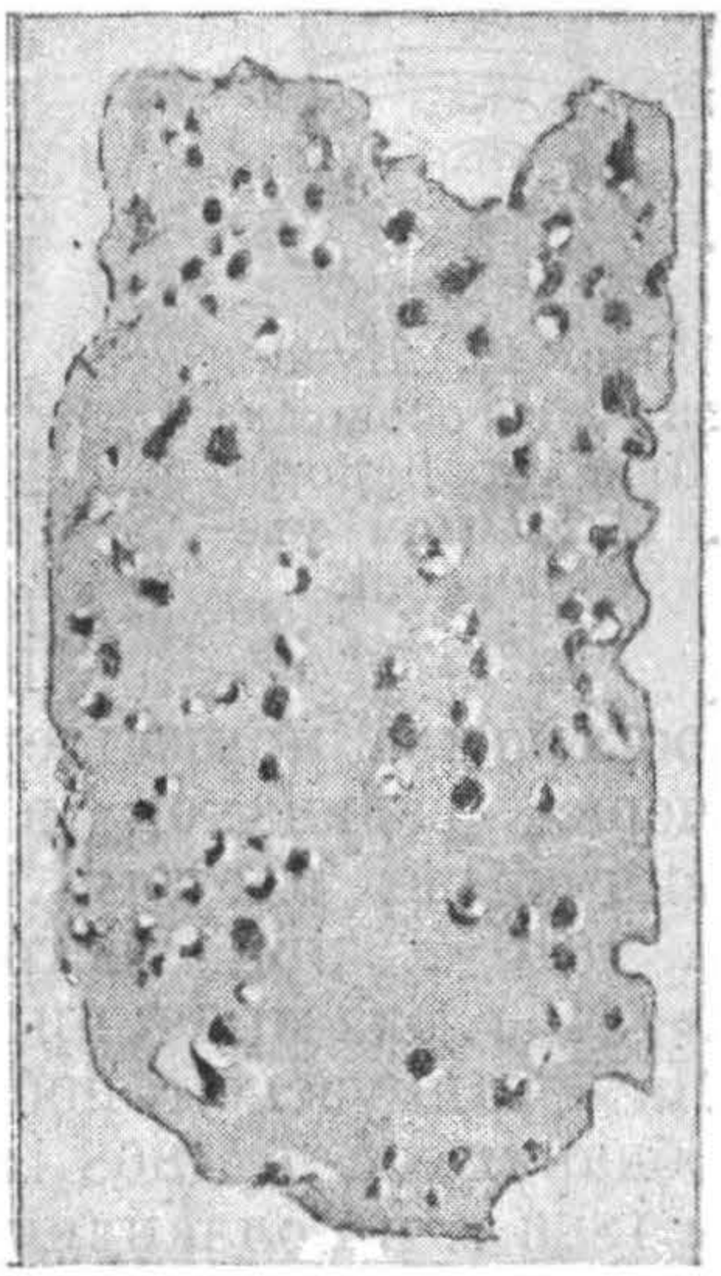


Рис. 48. Лубовое дерево, пораженное шашнем (Вильгельмсгафен).

бросов. Рис. 46 [1] показывает ход, проделанный шашнем, и его самого в куске соснового дерева, взятом из Вильгельмсгафена. Стенки ходов, проделанных шашнем, покрыты известковыми выделениями. Ходы входят наклонно в глубь дерева, следуя затем направлению волокон, причем на побережье Германии они расширяются в среднем до диаметра в 6—7 *мм*, но встречаются диаметры и в 12 *мм*, в Норвегии [2] были наблюдаемы диаметры в 14 *мм*, а под тропиками до 50 *мм*. Шашень достигает в среднем длины в 25 *см*, а в исключительных случаях до 1 $м^3$. Рис. 47 [4] изображает кусок дерева, вырезанный из внутренности одной сосновой сваи, пораженной шашнем. Ходы шашня часто лежат близко один от другого, но никогда не пересекаются. Личинки шашня бывают около немецких берегов, по наблюде-

---

[1] Рис. 46, 48 и 50 взяты из Troschel, Handbuch der Holzkonservierung, Берлин 1916.

[2] „Z. d. V. d. I.", 1925, стр. 92.

[3] Walsch находил шашней длиной в 1,80 *м*, „The Engineer", 11/X 1907.

[4] Рис. 47 и 49 взяты из одной брошюры Акц. общ. завода „Рютверс" в Берлине — „Die Imprägnierung der Wasserbauhölzer."

НТБ ДНУЖТ

ниям Трошеля, только в течение 3 приблизительно месяцев — от июня до августа. Шашень нападает только на дерево, стоящее в открытой воде, и притом только в пределах между средним уровнем и морским дном. Он предпочитает чистую воду, а в загрязненной воде встречается реже. Входные отверстия имеют вид булавочных уколов и в иловатой воде часто их совсем нельзя разглядеть. Шашень нападает на все виды дерева, также и на заморские твердые породы, как greenheart и джарри, которые раньше считались от него застрахованными. Различные виды шашня явно предпочитают разные породы дерева, чем и объясняются выводы прежних наблюдений, что определенные виды дерева щадятся шашнем. В случае присутствия других видов шашня эти породы дерева вероятно тоже подверглись бы нападению. Рис. 48 изображает пораженный шашнем дуб в Вильгемстафене с теми же повреждениями, как и находившиеся рядом сосновые деревья.

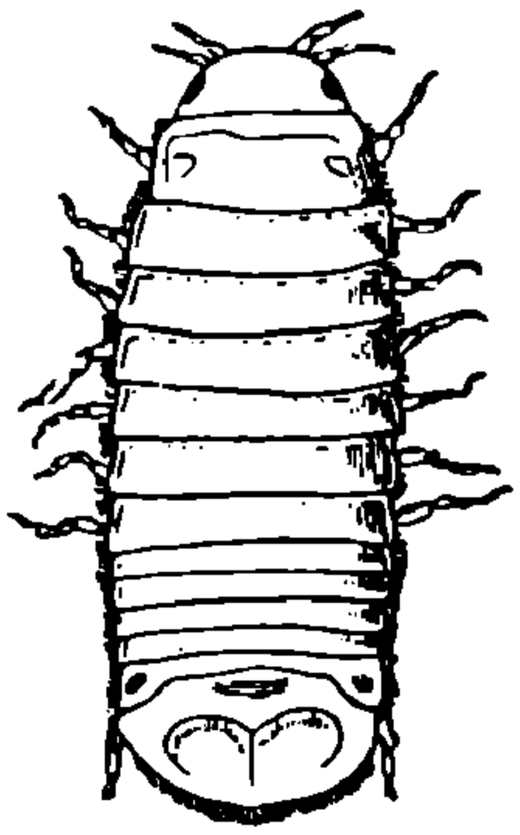


Рис. 49, Буровая сороконожка (limnoria lignoria) в 14-кратном увеличении.

Наряду с шашнем распространена «буровая сороконожка» (Limnoria lignoria, рис. 49[1]). В Англии она называется «Gribble». Буровая сороконожка принадлежит к ракообразным; она имеет вид болого червя величиной в рисовое зерно. Наносимые ею повреждения были впервые исследованы в Англии в 1834 г., особенно в 1840 г. при постройке маяка на Bel Rock; в 1840 г. она причинила большой вред в Плимуте. На французском побережье она была впервые обнаружена в 1868 г. в Бресте и Шербурге, в 1866 г. в Голландии, в 1906 г. в Вильгельмсгафене, немного позже в Куксгафене, а также в Балтийском море. Она как будто тоже не водится в воде, содержащей менее 1% соли, но не остается всю свою жизнь на одном месте, как шашень, а передвигается массами вполне свободно. Она нападает на дерево в любое время года и притом на твердые и мягкие виды дерева безразлично. Так как животные вторгаются снаружи, то в противоположность дереву, подвергшемуся нападению шашня, повреждения тотчас же обнаруживаются снаружи.

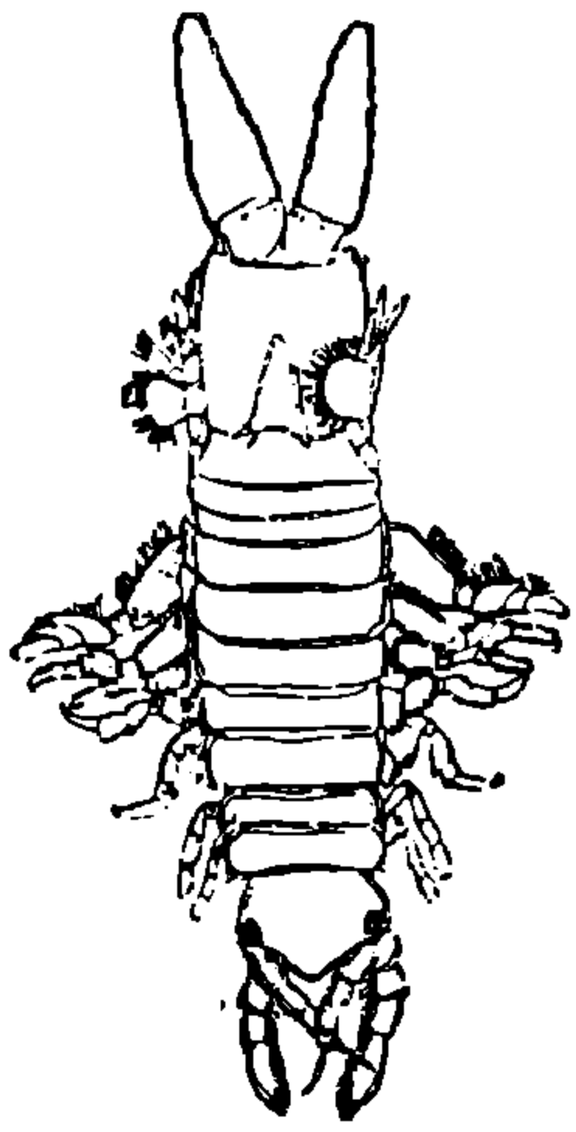


Рис. 50. Буровой рачок (chelura terebrans).

В гавани Lowestoft сваи диаметром в 35 *см* в течение 3 лет были сточены до 10 *см*. Буровая сороконожка не делает различия между чистой и грязной водой. Чтобы добраться до дерева, она проходит и через ил.

«Буровой рачок» (Chelura tenebrans, рис. 50) встречается на английском, французском и американском побережьях и известен

---

[1] Hock, Limnoria lignoria, Амстердам 1893. Составлено по поручению нидерландского правительства.

НТБ ДНУЖТ

с 1839 г. На германском побережье он до сих пор еще не наблюдался. Он причиняет разрушения, сходные с разрушениями, наносимыми буровой сороконожкой.

Следует упомянуть еще о курчавой буровой раковине (Pholas crispata), которая за последнее время не раз наблюдалась в значительном количестве в Северном и Балтийском морях, а также у Гельголанда, в Киле и Гьедсере. Скорлупа этих раковин усажена рядами зубчиков, и животные в состоянии соскабливать ими дерево и мягкий камень. Вред не слишком значителен; раковина остается повидимому все время только на поверхности.

ж) Предохранение дерева от разрушения.

Дерево, расположенное над водой, защищается от действия сырости окраской; в водном строительстве его покрывают смолой, карболинеумом и подобными веществами. При сооружении оснований дело идет только о защите постоянно находящихся под водой деревянных частей сооружения, которые в морской воде с содержанием солей в количестве не менее 1% находятся под угрозой разрушения шашнем, буровой сороконожкой и буровым рачком. Уже в течение столетий применялись самые различные меры защиты, которые в существенном можно свести к трем видам: обсыпка, одежда и пропитывание дерева.

1. Ограждение дерева песчаной засыпкой.

Деревянные сваи можно защитить от шашня и других древоточащих животных, обсыпая их песком. В гаванях, зараженных шашнем, ростверк набережной ограждается спереди железной шпунтовой стенкой или бетонной между двойным деревянным шпунтом; под защитой их сваи ростверка и обсыпаются песком. Бетонное заполнение между шпунтовыми стенками, применявшееся раньше, имеет тот недостаток, что после разрушения внешней деревянной стенки шашнем бетон, уложенный под водой, разрушается морской водой, угрожая тем самым прочности всего сооружения. Примером новой набережной с защитой от шашня может служить набережная склада угля морского ведомства в Киле [1].

Устроенная здесь спереди железная шпунтовая стенка служит одновременно ограждением для засыпки ростверка песком; поверхность песка под растверком идет откосом, открывая верхние части свай. Но так как шашень, как уже упомянуто, редко появляется в загрязненной воде, то позаботились о постоянном загрязнении воды посредством вывода в нее дренажа из канала для нефтепроводов, расположенного в верхней части стены. Полная обсыпка свай песком до самого ростверка привела бы к чрезмерной нагрузке переднего шпунта. Новейшие набережные р. Гудзон в Нью-Йорке основаны также без всяких опасений на деревянных сваях, так как и там вода настолько загрязнена, что шашень в ней не развивается [2].

Деревянный ростверк набережной в Тзинтау также защищен

---

[1] „Bautechnik", 1923. стр. 374.
[2] „Zentralbl. d. Bauv.", 1920, стр. 455.

НТБ ДНУЖТ

аналогичным образом поставленной впереди железобетонной шпунтовой стенкой, под защитой которой деревянные сваи обсыпаны песком [1]. При постройке мостовых опор в морской воде сваи окружались иногда шпунтами, а промежуток между ними и сваями заполнялся бетоном. Следует признать, что этот способ имеет сомнительную ценность, поскольку благодаря разбуханию дерева и химическому воздействию воды бетон может разрушиться, а после разрушения шашнем внешних шпунтовых стенок прочность всего сооружения будет находиться под угрозой. Даже если шпунтовые стены делать из железа, то и тогда существует опасность, что разрушенный морской водой бетон может их раздвинуть. Песчаная засыпка представляется поэтому лучшим средством.

Защита отдельных свай достигается надетыми на них трубами из дерева [2], чугуна [3], глины [3], искусственного камня [4], бетона [5], железобетона [6] или жести с заполнением пространства между сваей и трубой землей или бетоном. Трубы одеваются на сваи после забивки, либо они делаются полукруглыми, и в таком случае могут быть возобновлены в свайной конструкции в любое время; однако трубчатые муфты доходят только до дна моря и в случае возможных размывов сваи будут открыты снизу. Такая одежда занимает кроме того много места и не может применяться там, где есть прибой. Чувствительные к ударам оболочки могут применяться, само собой разумеется, только в защищенных местах. Песок заполнения может быть вымыт через швы, поэтому например в Дронтгейме применяли глеевый грунт [7]. Бетон следует применять в заполнении только в том случае, если он может быть составлен насухо настолько безукоризненно, чтобы противостоять долгое время химическому воздействию морской воды. Для этого необходимо, чтобы он во всяком случае в течение первых шести недель по его составлении не входил в соприкосновение с морской водой. Если бетон разрушится, то он вследствие увеличения своего объема может разорвать трубчатый кожух, и шашень получит тогда доступ к дереву.

В гавани Сан-Франциско [8] на сваи диаметром в 40—50 *см* надевались деревянные кожухи с внутренним диаметром 1,05 *м*, скрепленные железными кольцами. После тщательной очистки пространства между сваей и кожухом оно заполнялось бетоном. Внешний деревянный кожух может быть разрушен шашнем, но внутренняя несущая свая как будто достаточно и на продолжительное время защищена бетоном. Можно усомниться в том, что возможно составить бетон, устойчивый в морской воде, поэтому бетонные кожухи перестали изготовлять на месте, а приготовляют на суше в виде полуцилиндров и применяют после твердения по крайней мере в течение 4 недель.

---

[1] Troschel, Holzkonservierung, стр 399.
[2] „Zentralbl. d. Bauv.", 1907, стр. 226.
[3] Там же, 1885, стр. 540.
[4] „Beton und Eisen", 1906, стр. 227.
[5] „Zeitschrift d. Ver. Deutscher Eisenbahnverw.", 1907, стр. 620.
[6] P. Christophe, Der Eisenbeton une seine Anwendung, пер. с фр. 1904, стр. 238.
[7] „Zentralbl. d. Bauv.", 1885, стр. 540.
[8] „Zentralbl. d. Bauv.", 1907, стр. 236.

НТБ ДНУЖТ

2. Одежда свай.

Вместо того чтобы одевать на сваи готовые бетонные трубы, можно заделать сваи предварительно в железобетон с арматурой из спиральной проволоки или проволочной сетки. Эти попытки в одних случаях оказались неудачными, так как железобетонная одежда свай слишком легко повреждалась при забивке, в других оказалась удовлетворительной. Так например, в гавани Беллавана в Нидерландской Индии [1] около 20 лет служат сваи длиною 15—18 *м* с железобетонной одеждой 9 *м* и толщиной от 2 до 3 *см*. Значительно более надежным представляется бетон, нанесенный торкретированием. Такой способ применялся в гавани Токома [2] для 1450 деревянных свай длиной от 14 до 20 *см* при глубине забивки 7,5 *см*. Арматура из проволочной сетки с отверстиями 5 *см* укреплялась на свае таким образом, чтобы просвет между сваей и сеткой равнялся 2 *см*. Нижний конец свай длиной 4,50 *м* оставался без одежды. Свая надпиливалась на глубину 5 *см* в месте, где должна была начинаться одежда; при этом свая на протяжении 60 *см* выше этого места стесывалась к месту надреза таким образом, чтобы бетонная одежда подходила к нижней части сваи заподлицо и удерживалась на ней. Для торкретирования сваи вставлялись вертикально в особый станок, имея при этом возможность вращаться. Станок вмещал около 500 свай. Бетонная одежда имела толщину в 4—5 *см*. Она наносилась двумя отдельными слоями; верхний слой наносился только после двухдневного твердения нижнего. Попытка нанести сразу всю толщину одежды не удалась: она была разрушена разбуханием намокшего дерева. Сваи забивались после твердения бетона в течение 3 недель. Стоимость их была приблизительно вдвое дороже свай, пропитанных каменноугольной смолой, и около половины стоимости свай железобетонных. Хотя и не имеется еще достаточно опытных данных относительно срока службы подобных торкретированных свай, но можно считать установленным, что сваи не пострадали при забивке; невыгодным является лишь ослабление деревянной сваи на нижнем конце одежды. Способ этот неоднократно применялся в Америке, особенно для забитых ранее свай. В гавани Лос-Анжелос [3] толщина одежды достигала 10 *см*.

Пробовали также защищать деревянные сваи обмоткой из просмоленного каната или просмоленного холста; испытана неоднократно также и непосредственная обмазка поверхности свай каменноугольной смолой или другими веществами. Такая внешняя защита не гарантирует продолжительной службы. Патентованное средство «Сотор», изготовляемое Р. Авенариусом и К° в Штутгарте, предохраняет дерево от шашня в течение ряда лет, но неизвестно, является ли это средство постоянным. Опыты, произведенные германским ведомством в Тзингтау и Вильгельмсгафене, показали, что обмазка может защищать от шашня только 1—2 года. Точно также не дала благоприятных результатов обивка свай медной, цинковой или железной жестью, так как жесть разъедается морской водой в 1—2 года.

---

[1] „Zentralbl. d. Bauv.", 19_0, стр. 453.
[2] „Eng. News Rec.", 1922, № 18; „Bauing.", 1923, стр. 93.
[3] „Eng. News Rec.", 10 марта 1921 г.

НТБ ДНУЖТ

Днища деревянных сосудов часто пробовали защищать от шашня, обивая медными или железными гвоздями с широкой головкой. В Свакопмунде опыт обивки свай гвоздями показал, что вследствие сотрясений при забивке свай гвозди выпадают и образуются значительные незащищенные поверхности. Нужно к тому же прибавить, что гвозди действительно защищают дерево только после того, как на них и между ними под действием морской воды образовался сплошной слой ржавчины, закрывающий доступ шашню. Этот слой ржавчины может быть создан искусственно еще до того, как дерево попадет в морскую воду. Деревянную обивку шлюзных ворот и подобные деревянные части сооружений можно пожалуй ставить на место без повреждения этого слоя ржавчины, но для свай это невозможно. Обивку свай гвоздями можно успешно применять только тогда, когда сроки обивки и забивки соразмеряются, так что сплошной слой ржавчины образуется до развития личинок шашней (на немецком побережьи от июня до августа). В этом случае необходимо обращать внимание на постоянный уход за гвоздями обивки, на починку повреждений и в особенности исследовать сваи при помощи водолазов после их забивки.

Обивка гвоздями является во всяком случае достаточной мерой защиты против буровой сороконожки, которая разрушает сваи только с поверхности и для которой тесно забитые гвозди являются препятствием.

Обивка гвоздями широко распространена во Франции и в Голландии. Гвозди имеют или квадратные головки (Франция) с длиной сторон в 15—16 *мм*, или круглые, диаметром в 30 *мм*. Не требуется, чтобы головки гвоздей сплошь покрывали поверхность свай, так как слой ржавчины покроет и промежутки, если они незначительны. В северных странах употребляют гвозди длиной в 40 *мм*: вес 1000 штук 1,2 *кг*; на 1 $м^2$ поверхности дерева требуется 4000 гвоздей.

Обугливание поверхности не заслуживает внимания, так как обугленные поверхности очень чувствительны и легко открывают под собой необугленное дерево.

В общем можно сказать, что одежда свай и шпунтовых стенок не служит достаточной мерой защиты против шашня, исключая может быть торкретирования.

3. Пропитывание дерева.

Согласно наблюдениям, сделанным на Северном море, пропитывание дерева каменноугольной смолой защищает его от вредителей самое меньшее на 20 лет[1]. Хотя пропитывание каменноугольной смолой не может еще рассматриваться как достаточно надежная защита дерева для постоянных и ответственных сооружений, однако можно считать его вполне достаточным, поэтому применение дерева, пропитанного каменноугольной смолой, все более и более распространяется на побережьях Северного и Балтийского морей, где водится шашень. Пропитывание защищает дерево одновременно и от гниения,

[1] В гавани Сан-Франциско этот срок определяется в 12 лет („Bauingen.“, 1926, стр. 321).

НТБ ДНУЖТ

по крайней мере на столь же значительный промежуток времени, так что применение пропитанного каменноугольной смолой дерева распространяется все больше и больше там, где дерево находится в условиях переменного действия влаги и сухого воздуха.

Из многочисленных способов пропитывания свай в наше время[1] заслуживает внимания только «способ Бушери» и «экономическое пропитывание» по способу Рюпинга. Способ Бушери состоит в том, что на комель только что срубленных деревьев накладывают каучуковое кольцо, а сверх него крепко привинчивают доску, так что образуется водонепроницаемая камера, в которую вводят находящийся под давлением раствор медного купороса. Пропитывающая жидкость прогоняется через ствол и вытекает через тонкий конец дерева. Этот способ в настоящее время в общем в Германии оставлен и применяется только на немногих предприятиях. Его заменил способ пропитывания каменноугольной смолой.

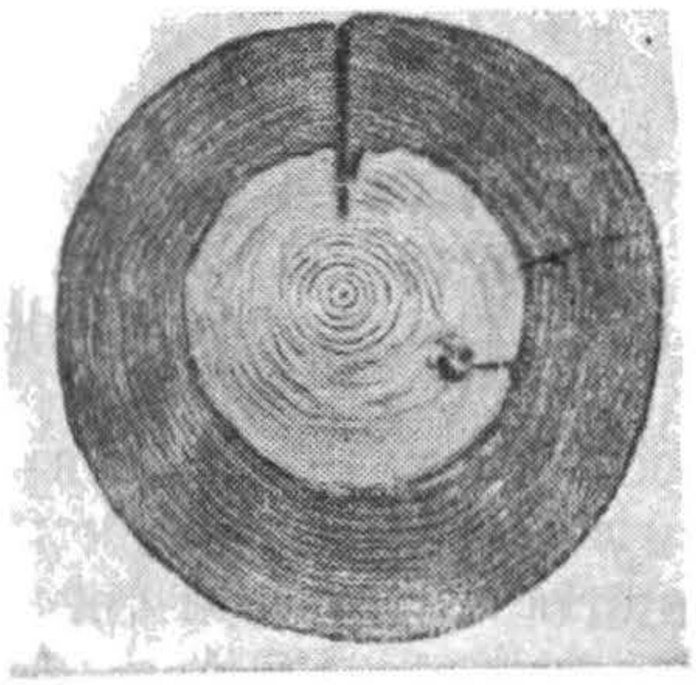


Рис. 51. Сосна, пропитанная по способу Рюпинга.

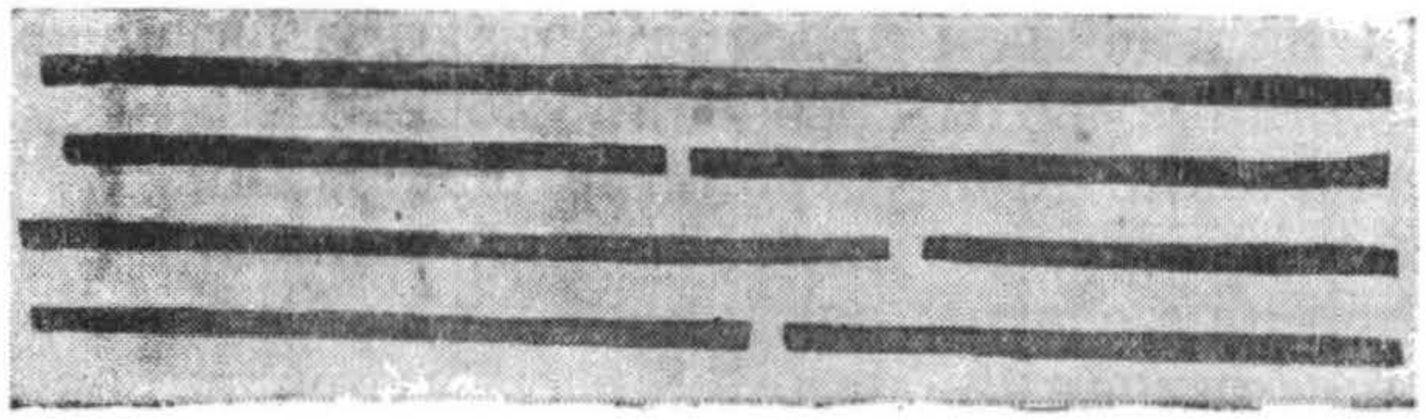


Рис. 52. Столбики, высверленные по диаметральному направлению из свай, пропитанных каменноугольной смолой.

Обычный теперь способ пропитывания — экономичное пропитывание по Рюпингу. Способ Рюпинга выработан предприятием акционерного общества заводов Рютгера в Берлине. Хорошо очищенные от коры бревна кладутся во всю длину в котел; сначала в него нагнетается под высоким давлением воздух, после этого под еще более высоким давлением каменноугольная смола, проникающая в котел и в дерево, так что сжатый воздух остается внутри дерева. Затем смола выпускается при уменьшении давления почти до вакуума, причем большая часть ее удаляется из дерева сжатым воздухом, а остающаяся в дереве смола вполне достаточна для его пропитки. Мокрое дерево до обработки его по этому способу следует прогреть сначала в горячей смоле под давлением ниже нормального, чтобы удалить влагу и тем самым открыть доступ сжатому воздуху. Рис. 52 изображает поперечный разрез соснового дерева, пропитанного по способу Рюпинга; рис. 52 представляет взятые буравом образцы такого дерева.

Способ Рюпинга очень распространен в Европе и Северной Америке. В Германии уже в 1915 г. он применялся приблизительно на

---

1 Подробные данные у Bub. Bodmar und Tilger, Die Konservierung des Holzes, Берлин 1922; Troschel, Handbuch der Holzkonservierung. Берлин 1916. См. также брошюру изд. Акц. о-ва Рютгерских заводов в Берлине „Die Imprägnierung der Wasserbauhölzer“, из которой взяты рис. 51 и 52.

НТБ ДНУЖТ

30 пропиточных предприятиях. Особенно широкое распространение он получил в почтовом и железнодорожном ведомствах [1].

Для пропитывания рекомендуется сдавать бревна независимо от времени их заготовки и требовать сдачу материала франко-лесопропиточный завод. С тех пор как применяется упомянутое высушивание мокрого дерева, пропитывание не требует значительной потери времени. Новые предприятия могут обрабатывать бревна длиной до 25 *м*. Пропитывание дерева каменноугольной смолой по способу Рюпинга стоило в конце 1925 г., считая за 1 $м^3$: соснового пиленого леса около 17 рейхсмарок, дубового 16, букового 29 и соснового круглого леса 23 (в 1913 г. соответствующие цены были приблизительно 10, 10, 16,5 и 13 марок).

2. Железо.

а) Общие замечания.

Общие свойства железа предполагаются известными, поэтому в дальнейшем рассматриваются атмосферные влияния на железо, влияние воды, особенно морской, и грунта, как имеющие большое значение при устройстве оснований.

Указанные воздействия, окисляя железо, образуют ржавчину; наряду с этим заслуживают внимания редкие случаи механического изнашивания, например от удара судов, движущегося песка в текучей воде, либо не берегу.

Следует упомянуть, что сильный мороз может стать опасным для железных шпунтин во время их забивки. Неоднократно наблюдался излом железных шпунтин, забивавшихся на сильном морозе [2]. Причину этого явления нужно искать в том, что при прокатке очень сложной формы железных пластин в железе появляются сильные внутренние напряжения, которые при внезапных температурных изменениях вследствие сотрясений во время забивки могут привести к разрушению, особенно тогда, когда нижняя часть шпунтины при забивке нагревается трением, выше подвергается действию значительного мороза, а самая верхняя часть опять-таки нагревается под ударами бабы. К этому присоединяется еще то обстоятельство, что железо, особенно содержащее фосфор литое железо, становится очень хрупким при низких температурах. Вязкость железа при зарубках, устанавливаемая пробными забивками образцов с зарубками при $-20°$, равна лишь половине вязкости при $+20°$ [3].

---

[1] Предприятия Рютгера имеют в настоящее время в Германии следующие пропитывающие дерево заведения: Бухгольц (около Гамбурга), Эльсфлет (Ольденбург), Финкенхеерд (около Франкфурта на Одере), Гельзенкирхен, Гота, Ганау, Кенигсберг, Кюстрин, Лээр (Восточная Фрисландия), Либенвальде (Марк), Олау (Силезия), Рендсбург, Стендаль, Штюльцерберг (около Дюссельдофра), Свинемюнде, Варнемюнде.

[2] „Zentralbl. d. Bauv.", 1920, стр. 207.

[3] См. Bach u Baumann, Festigkeitseigenschaften und Gefügebilder der Konstructionsmaterialen, изд. 2, стр. 9, Берлин 1921. При никелевой стали вязкость при зарубках падает согласно стр. 89 того же источника до $^3/_4$. Опыты германского машинного завода („Stahl und Eisen", 1921, стр. 333) как будто установили даже при внезапном охлаждении до $-20°$ для литого железа уменьшение вязкости при зарубках минус на 85,5%, при сварочном железе на 42,3%.

НТБ ДНУЖТ

б) Образование ржавчины.

Железо ржавеет, когда оно подвергается воздействию воздуха и воды, образуя гидрат окиси железа переменного состава $Fe(OH)_3$ или лучше $FeO_3(H_2O)$ в зависимости от количества химически связанной воды. Образование ржавчины значительно ускоряется, если вода содержит кислоту хотя бы в очень слабом растворе, особенно сернистую или серную [1]. Имеют значение и соли, растворенные в воде, причем действие не зависит от крепости раствора: слабые растворы часто способствуют более интенсивному образованию ржавчины. Следующие цифровые данные показывают влияние наиболее деятельных солей на образование ржавчины, причем воздействие дестиллированной воды принято за 100 [2]:

Азотнокислый амоний $(NH_4)NO_3$.	2390
Сернокислый амоний $(NA_4)_2SO_4$	509
Нашатырь NH_4Cl . . .	376
Железный купорос $FeSO_4$	217
Поташ K_2CO_3	134
Сода Na_2CO_3	133
Хлористый магний $MgCl_2$	114
Гипс $CaSO_4$	93
Хлористый натрий $NaCl$.	97
Углекислый кальций $CaCO_3$	90

Следует заметить, что хлористый магний составляет 11%, а хлористый натрий (поваренная соль) 78% содержащихся в морской воде солей, таким образом они являются существенной составной их частью.

Химическое явление ржавления начинается и поддерживается электролитическим разложением. Если железо увлажняется только временно, то образованию ржавчины благоприятствует то обстоятельство, что образовавшийся уже раньше слой ее удерживает влагу наподобие губки и тем самым обеспечивает длительное воздействие на железо. С другой стороны там, где сырость имеется постоянно, ржавление ускоряется, если образовавшаяся ржавчина все время удаляется механическими воздействиями, и благодаря этому новые части железа подвергаются действию сырости. Этим объясняется, что наиболее сильно страдает от ржавчины железо на уровне воды, особенно в неспокойном море; сильное ржавление железных частей, омываемых морским волнением, зависит также от высокого содержания кислорода в воде.

Ржавление в воде в общем больше, чем в грунте; зависит это от количества содержащегося в воде или грунте кислорода. Недолговечность открытых железных частей в глеевом грунте должна быть приписана воздействию свободной серной кислоты в этом грунте. Гумус в грунте также благоприятствует ржавчине, между тем как чистый песок образует со ржавчиной прочную корку [3], затрудняющую доступ кислорода и воды; это задерживает образование ржавчины. В море железо защищается наростом из ракушек, и образующаяся известковая корка лучше всякой окраски. В открытых водое-

---

[1] Подробные данные содержит статья Гейна и Бауэра в „Mitteilungen des Materialprüfungsamtes", 1908, стр. 1—104.

[2] Заимствовано из указанной статьи, стр. 39.

[3] „Zentralbl. d. Bauv.", 1925, стр. 549.

НТБ ДНУКТ

мах ржавление постоянно находящихся под водой железных поверхностей наиболее незначительно; даже в морской воде у шлюзовых ворот замечалось через 50—70 лет только незначительное разрушение. Разрушения бывают сильнее всего в пределах изменений водного уровня, в сфере действия приливной волны, особенно на границах зоны средних горизонтов высоких и низких вод. На берегу моря особенно опасны в отношении ржавчины те места, где возможны осадки ила на железе, например выступающие фланцы, головки заклепок и т. д. Железные части, находящиеся на воздухе, ржавеют всего сильней там, где они часто соприкасаются с водой, в швах и т. д., где сырость может дольше задерживаться. Исследования, произведенные в Вильгельмсгафене [1] над сваями причальных мостов, сделанными из углового железа после двадцати лет службы, а также в Бремене и Гемелингене [2] над шпунтовыми стенками, имеющими 18- и 37-летний срок службы, дали указания, подтвердившие прежний опыт; вильгельмсгафенские измерения показали кроме того, что железо приблизительно настолько же теряет в крепости, насколько оно уменьшается в объеме от ржавчины.

Железо с высоким сопротивлением повидимому лучше всего противостоит ржавчине, в то время как более богатые углеродом и более мягкие сорта скорее разрушаются. Сталь более стойка, чем сварочное железо, а чугун обладает наименьшей прочностью. Изношенность железа на маяке Bell-Rock за 100 лет достигла 25 *мм*, а сопротивление его уменьшилось на одну треть [3].

В Бресте была установлена еще большая изношенность чугуна от действия морской воды за 100—240 лет. Прочность чугуна находится в зависимости от его состава и пористости; чистота чугуна также имеет значение, так как примесь других металлов способствует гальваническому разложению. Согласно опытам Т. Андрью [4], износ за 100 лет составляет для стали от 3 до 4,5 *мм*, а при устранении гальванического разложения 1,4 *мм*, для сварочного железа 6 соответственно 1,1 *мм*, для чугуна 20 соответственно 1,7 *мм*. Эти значения, установленные для определенных условий, позволяют произвести сравнение указанных трех родов металла, но вопрос о ржавчине различных сортов железа и стали нуждается еще в научной разработке [5].

Железные сваи, наблюдаемые в Вильгельмсгафене [6], находились частью в сфере действия морской приливной волны, а в Гавани доков в воде канала Эмс-Яде и сточной воде восточно-фризских болот. Установлен односторонний износ свай из литого углового железа от ржавчины. Величины износа при пересчете на 100 лет и уменьшение сопротивления материала даны в следующей таблице.

---

[1] „Zentralbl. d. Bauv.", 1920, стр. 188.

[2] Часто приходится слышать, что чугун менее ржавеет в морской воде, чем литое железо. Это мнение имеет место вероятно потому, что чугунные части встречаются в более защищенных местах, между тем как литое железо одновременно подвергается и механическому износу и ржавлению (например чугунная тарелка якоря плавучих буев и находящиеся в постоянном движении якорные цепи). Замечено также, что чугун ржавеет равномернее. („Zeitschr. d. Arch.-u. Ing.-Vereins", 1910. стр. 346.

[3] „Zentralbl. d. Bauv.", 1925, стр. 545.

[4] F. W. Otto Schulre, Sechafenbau, т. I, стр. 225, Берлин, 1911.

[5] См, F. W. Otto Schulre, указ. соч.

[6] Zentralbl. d. Bauv. 1920, стр. 188.

НТБ ДНУЖТ

Таблица 11

	Износ материала за 100 лет *мм*	Потеря крепости в 20 лет %
В сфере действия прилива	—	—
Выше среднего высшего уровня воды (на воздухе)	3,5	2,2
1) На высоте среднего высшего уровня воды	3,6	3,9
Между средним высшим и средним низшим уровнями	3,6—4,4	3.9—5,6
На высоте среднего низшего уровня .	1,7	10
В вязкой глине (толщина 5 *м*) . . .	0—0,7	0 - 6,6
В песке (под глиной, толщина 2 *м*) .	0,6—1,2	4,2—5,1
2) В гавани, где находятся доки	—	—
Выше уровня воды в гавани (на воздухе)	10,5	2,7
На высоте уровня воды в гавани . .	8	6.6
Ниже уровня воды в гавани . . .	2—8	0—3,3
В вязкой глине (толщина 1,5 *м*) . .	1,3—1,5	0,9—4,1
В песке (под глиной, толщина 1,5 *м*) .	0,25	6,2

Износ от ржавчины в чистой пресной воде значительно меньше; согласно результатам исследований в Бремене и Гемелингене нельзя ожидать раньше 80—120 лет такого проржавления железных шпунтовых стенок, которое угрожало бы их устойчивости.

в) Предохранительные меры против ржавчины.

1. Очистка ржавчины.

В качестве защиты от ржавчины применяют окраску, оцинковку, бетон, добавки к железу. Наружные меры защиты являются действительными, если поверхность железа очищена до блеска, поэтому удаление ржавчины имеет особое значение. Удаления окалины от прокатки перед окраской не требуется; рекомендуется этого не делать, так как шероховатые поверхности ржавеют сильнее [1], однако непрочная окалина должна быть удалена [2]. Железо от ржавчины очищают химическим способом, в ванне с раствором соляной кислоты, или механическим путем, действуя струей песка. При очистке кислотой необходимо совершенно удалить ее с железа, поэтому после кислотной ванны следует положить железо в известковую воду, а затем перед сушкой — в чистую кипящую воду. Этот способ применим только в заводских условиях, а не на месте работ. Механическое удаление ржавчины производится железным скребком и проволочной щеткой, а при крепко схватившейся твердой ржавчине также и долотом с молотом; работа требует строгого наблюдения. Уничтожение ржавчины при помощи струй песка имеет преимущество в быстроте,

---

[1] „Zentralbl. d. Bauv.", 1922 стр., 203.

[2] Иначе обстоит дело с железной арматурой в бетоне. Здесь окалина от прокатки должна быть удалена уже для того, чтобы увеличить крепость связи. Ср. „Zentralbl. d. Bauv.", 1922, стр. 286, и „Engineering" от 22/VII 1921 г.

НТБ ДИИЖТ

не утруждает рабочих и дает как будто лучшие результаты. Особенно твердая ржавчина удаляется перед применением струи песка молотком.

2. Окраска [1].

Окраску масляными красками можно применять только там, где она может постоянно поддерживаться и возобновляться; эти условия в фундаментах могут быть только в исключительных случаях. Окраска начинается с грунтовки для защиты железа от ржавчины, но не в отношении климатических воздействий. Следующий слой — поверхностная окраска должна защищать грунт от климатических влияний. В качестве краски для грунтовки в мостовом строительстве применяется сурик; эта краска наносится на металлические части еще на заводе. Перед обработкой [2] и во всяком случае тотчас после уничтожения ржавчины рекомендуется покрывать железо тонким слоем чистой льняной олифы; она представляет первую защиту от ржавчины и позволяет приемщику удостоверяться в достаточной очистке и безупречной обработке железа. Перед окраской лучше всего слегка обтереть железо тряпкой, смоченной в льняной олифе.

Лучшими красками являются масляные, изготовляемые на олифе из льняного или деревянного масла.

Для железных частей в земле, под водой или в воде с переменным уровнем, так что окраска масляными красками не может возобновляться, рекомендуется окраска смоляными составами в виде смоляного и асфальтового лака и др. Вместо смоляных красок применяется также обычная уже в течение десятилетий обмазка каменноугольной смолой или смолою древесного угля; перед этим железо должно быть хорошо нагрето. При употреблении смоляных красок или смолы грунтовка не нужна. Для более крупных железных частей, например железных свай или железных шпунтовых пластин, рекомендуется погружать их один, а лучше два раза, по крайней мере на 3 мин. в горячую смолу или нагретую смоляную краску. По данным Дортмундского союза, полученным из опытов при постройке набережной на острове Виринген, железные шпунтовые пластины, опущенные в горячую каменноугольную смолу и забитые затем в острогранный песок, не обнаруживали никаких повреждений смоляного слоя после извлечения их.

Так называемые смоляные краски получили особое распространение во время последней войны, заменяя масляные краски. Определенных правил в отношении их состава еще не выработано, но они должны быть свободны от кислот и аммиака и не должны содержать

---

[1] Германское общество государственных железных дорог издало в 1926 г. ряд указаний, относящихся к удалению ржавчины и окраске железных сооружений, а также относительно испытания красок.

1. Предписания для поставок красок и выполнения окраски железных сооружений, Берлин 1926.
2. Специальные условия в отношении поставок красок для железных сооружений, Берлин 1926.
3. Специальные условия для очистки от ржавчины и окраски железных сооружений, Берлин 1926.
4. Испытание и приемка окраски, Берлин 1926.

[2] „Zentralbl. d. Bauv"., 1922, стр. 197.

НТБ ДНУЖТ

в себе воды. Для связи находящихся в смоле кислот рекомендуется прибавлять известковый порошок углекислой или загашенной насухо извести, смешанной предварительно со скипидаром. Германское центральное управление железных дорог рекомендует смесь из 8 вес. ч. каменноугольной или газовой смолы, 1 вес. ч. скипидара и $^3/_4$ вес. ч. известкового порошка (по объему смеси 5,8 : 1 : 1).

Окраска смоляными красками или покрытие смолой безукоризненных качеств, нанесенные на очищенное по всем правилам от ржавчины железо, обнаруживают значительное сопротивление механическим воздействиям и являются поэтому хорошей защитой железа, даже и предназначенного для забивки. Повреждения конечно могут иметь место, но из-за этого нельзя отказываться от подобных защитных мер.

Железные части, открытые после установки и до засыпки землей, а также те, которые после засыпки будут непосредственно соприкасаться с ней, можно защитить еще надежней (сравнительно с обмазкой тонким слоем смолы), покрывая их асфальтом или смесью асфальта и смолы. Особенно выгоден гудрон — смесь из $^3/_4$ настоящего тринидадского асфальта[1] и $^1/_4$ остаточных продуктов перегонки керосина. Этот слой наносится при высокой температуре и на совершенно сухие поверхности, чтобы избежать пузырей. Такое покрытие должно быть обеспечено от механических повреждений.

Железные анкера, свободно лежащие на земле, предохраняются обмазкой из гудрона и обвертыванием осмоленным бинтом. Перед установкой анкера обмазываются смолой или смесью из гудрона или смолы, а потом обвертываются спирально грубым мешочным льняным или джутовым холстом шириной около 10 *см* таким образом, чтобы бинт наполовину перекрывался, плотно прилегая к свежей обмазке, и смазывают немедленно вслед за тем всю обмотку густым горячим гудроном. После установки анкера все места соединений, стяжные муфты, фасонные части из листового железа и случайно поврежденные места следует дополнительно смазать горячим гудроном.

Смола чувствительна к солнечному свету и теплу, но там, где она подвергается действию солнечных лучей, ее почти всегда можно во-время возобновить. Она наносится поэтому лишь тонким слоем, так как толстый слой на солнце обтекает. Прибавление асфальта бесцельно.

Есть целый ряд специальных покрытий, хорошо зарекомендовавших себя в гидротехнических сооружениях или устройстве оснований. Здесь могут быть названы: нигрит (Розенцвейг и Бауман, Кассель), имертол (Пауль Лехнер, Штуттгарт), Siderosten-Lubrose (Иоганн Иезерих, Берлин-Шарлоттенбург) и преолит (фирмы А. Прэ, Дрезден).

3. Оцинковка.

Покрытие цинком производится различными способами: электролизом, помощью огня, шерадизировкой (нагреванием в смеси из 1 ч. цинковой пыли и 5—6 ч. мелкого кварцевого песка во вращающемся барабане) и опрыскиванием с применением сжатого воздуха (патент Шоопа). Три первых способа осуществимы только на заводе. Способ

---

[1] В наших условиях вполне заменяется сызранским асфальтом. *Прим. ред.*

НТБ ДНУЖТ

опрыскивания может быть применен на месте постройки. Он введен только недавно, и нет еще окончательного суждения о его достоинствах. Наиболее распространена как будто огневая оцинковка; нужно обращать внимание, чтобы железо подогревалось перед опусканием в ванну. От нагревания незначительно уменьшается прочность железа, но с этим приходится мириться, имея в виду защиту от ржавчины.

Оцинковка является превосходным защитным средством против ржавчины, если цинковая оболочка не подвергается механическим повреждениям. Поэтому оцинкованные части сооружения не могут подлежать дальнейшей обработке, не могут соединяться заклепками; при проектировании следует иметь это в виду. Оцинковка в слегка соленой, а особенно в морской воде не защищает железо от ржавчины, а, наоборот, разрушает его, если она исполнена небрежно или повреждена. Дело в том, что на открытых частях железа без оцинковки проявляется гальваническое разложение, быстро разрушающее железо. Оцинковка может применяться поэтому только там, где совершенно не приходится опасаться механических повреждений. В Вильгельмсгафене оцинковка укрытых расположенных частей продержалась в морской воде 25 лет без повреждения, между тем как та же оцинковка под действием прибоя очень скоро была истерта песком [1]. Согласно другим наблюдениям рекомендуется вообще отказываться от оцинковки частей в морской воде, где только в очень редких случаях можно быть уверенным, что цинковая оболочка действительно надежно защищена от повреждений.

Заделка железных частей в бетон или цементный раствор обеспечивает полнейшую защиту железа до тех пор, пока бетон или цемент не будут разрушены механическими влияниями или не дадут трещин. Везде, где части сооружений подвергаются сильным толчкам или сотрясениям, бетонная одежда имеет в связи с этим сомнительную ценность. В открытых водоемах или в сыром грунте, в которых содержатся вредные для бетона вещества, а также особенно в морской воде, бетонная одежда может защитить железо только в том случае, если она сама способна оказать достаточное сопротивление вредным химическим воздействиям. Должно принять во внимание, что в пределах изменения горизонтов воды самые ничтожные трещины в бетоне или цементе могут привести к разрушению под влиянием мороза даже непроницаемый бетон. Везде, где исключена возможность сотрясения сооружения или грунта под фундаментом, а химические воздействия отсутствуют, или бетон может быть сделан достаточно стойким по отношению к ним, бетонная одежда дает превосходную защиту от ржавчины. О том, как защитить бетон против химических воздействий, будет сказано впоследствии. Бетонная одежда применяется главным образом для защиты железных свай и железных шпунтовых рядов.

4. Изменение состава железа.

Небольшая добавка никеля придает железу большее сопротивление действию ржавления и одновременно значительно увеличивает

[1] „Zentralbl. d. Bauv"., 1920, стр. 189.

НТБ ДНУЖКТ

его прочность. Нужно еще сказать, что литое железо Томаса менее подвержено ржавчине, чем какое-либо другое. От прибавления хрома железо становится почти нержавеющим, но стоимость хромовой стали столь высока, что о ее применении в строительном деле не стоит и говорить. Появился более новый способ[1] изготовления хромовой стали, без слишком существенного увеличения стоимости, но как будто при этом существуют еще затруднения в отношении прокатки. Повидимому значительно дальше продвинулись немецкие и американские опыты прибавления к железу меди. Эти опыты позволяют надеяться, что скоро можно будет получать для строительных целей почти нержавеющее железо и лишь с небольшой надбавкой в цене.

Сопротивление ржавчине, а также и увеличение прочности железа благодаря примесям не зависят от каких-либо механических повреждений. К этому средству можно прибегать с особой выгодой там, где приходится считаться с механическими повреждениями во время забивки свай или железного шпунта, а также и во время эксплоатации сооружения. Запас прочности можно еще повысить, выбирая железо более значительных профилей и защищаясь таким образом от ржавчины излишком строительного материала. Хорошая обмазка или другая одежда не будут излишними и в этом случае.

3. Бетон.

Сведения о результатах новейших исследований бетона можно найти в соответствующей литературе[2]. При возведении фундаментов и оснований вопрос идет прежде всего о больших неармированных бетонных массах, кроме того в этом строительстве широко распространены смеси бетона с тросом или с известью, совершенно неизвестные в железобетонном строительстве, и наконец большое значение имеет отношение бетона к химическим воздействиям. По этим причинам ряд вопросов обширной области бетонного строительства должен быть рассмотрен с точки зрения фундаментов сооружений.

a) Цемент.

Основным фактором устойчивости цемента к химическим воздействиям является отношение извести в цементе к кремневой кислоте, глинозему и окиси железа. Это отношение называется «гидравлическим модулем» и оно равно:

для портландских цементов прибл.	2,00
(самое меньшее . .	1,7)
«железистых» портландских цементов	1,65
доменных цементов	1,1

Для облегчения суждения о результатах испытаний различных видов цемента, а также для обозначения различий между ними служат помещаемые ниже табл. 12*a*, 12*b* и 12*c*. Табл. 12*c* дает указания, в каких пределах колеблются для портландских цементов результаты

---

[1] „Z. d. V. d. I.“, 1925, стр. 1288; „The Iron Age“, 1925, стр. 479.

[2] Новые книги о бетоне и извести, указываемые автором, не представляют интереса, так как за последние годы в СССР появилось достаточно работ по бетону и железобетону. *Прим. ред.*

НТБ ДНУЖТ

испытаний, средние значения которых даны в табл. 12*b*. Следующие данные [1] показывают, как колеблется состав портландских цементов в %:

Известь (CaO) . . .	59—68
Кремневая кислота (SiO_2)	17—26
Глинозем (Al_2O_3) .	5—10
Окись железа (Fe_2O_3)	0—4,5
Магнезия (MgO) . .	0—4,5
Ангидрид серной кислоты (SO_3)	0—3,3
Сульфид серы . .	0—0,1
Потеря при прокаливании	0—9,5
Нерастворимый остаток	0—3

Табл. 12*d* дает некоторые числовые значения для высокосортных цементов [2], которые ввиду быстрого твердения и высокой прочности подходят в особенности для сооружения фундаментов главным образом железобетонных свай.

Структура цементов и явления схватывания и твердения имеют большое значение в отношении химических воздействий, но к сожалению еще не вполне выяснены. Очень распространенное объяснение [3] принимает за истину существование трехкальциевого силиката ($3CaOSiO_2$) как главной составной части портландского цемента; этот силикат принимает при схватывании и твердении воду («гидратизируется». С другой стороны [4], сущность теврдения обозначается как образование известково-силикатного гидрогеля. По третьему предположению [5] при схватывании цемента образуются коллоиды, из которых во время твердения постепенно выделяются углекислая известь, гидрат извести, алюминаты, а может быть также и гидросиликаты в кристаллической форме. Во всяком случае при твердении портландского цемента под водоii выделяется гидрат извести (CaO_2H_2), а вода связывается химически, в то время как щелочи и в незначительных количествах известь и кремневая кислота выщелачиваются. При твердении на воздухе освобождающийся гидрат извести (CaO_2H_2) превращается в углекислую известь ($CaCO_3$).

б) Гранулометрический состав инертных добавок.

Зернистое строение инертных добавок имеет решающее значение для плотности и крепости бетона. Совершенно правильно, что этому вопросу уделяют за последнее время все больше внимания. Еще в 1897 г. Мартенс в своем фундаментальном труде [6] указал. что расход связывающих веществ бывает наименьшим тогда, когда отдельные зерна инертных добавок расположены возможно более плотно. Это состояние, по его мнению, достигается в том случае, если зерна различной величины находятся между собой в такой пропорции, что более мелкие зерна заполняют пустоты между следующими за ними

---

[1] „Handbuch für Eisenbetonbau", изд. 3, т. II, Der Baustoff и т. д., Берлин 1921

[2] Подробные данные об источниках в „Bauingenieur", 1925, стр. 89 (Otzen) и „Zement", 1925, стр. 216 (Gassner).

[3] Le Chatelier, Recherches expérimentales sur la constitution des mortiers hydrauliques, 1904.

[4] Michaelis, см. Protokoll der Verhandlungen der Verein deutscher Portlandzementfabriken, 1909.

[5] Stern, Mitteilungen aus dem Materialprüfungsamt, 1910, стр. 173.

[6] Mitteilungen aus dem Kgl. Materialpfüfungsamt, 1897, стр. 89.

НТБ ДНУЖТ

Таблица 12a

Средние показатели при испытании значительного числа сортов цементов в 1914 — 1916 г.г. в Государственном исследовательском институте в Берлине-Далеме.

Род цемента	Потери при прокале %	Нерастворимый остаток %	Кремневая кислота %	Глинозем и окись железа %	Едкая известь (CaO) %	Магнезия (MgO) %	Ангидрид серной кислоты (SO_3)	Сульфит серы %	Гидравлический модуль
Портландский цемент	3,21	0,57	22,20	10,36	63,76	1,60	1,68	—	2,01
Железистый портландский цемент	2,61	0,32	24,19	11,33	58,60	2,16	1,70	0,56	1,65
Доменный цемент	1,93	—	29,97	14,26	48,62	2,29	1,40	1,09	1,11

Таблица 12b

Вид цемента	Объемный вес: после усадки кг/л	Объемный вес: в распущен. виде кг/л	Удельный вес: в сухом воздухе кг/л	Удельный вес: после прокаливания кг/л	Потеря при прокаливании %	Количество воды для нормальн. прочн. %	Крупность помола; остатки в ситах с 900 | 5000 отверстий на 1 $см^2$ %		Срок твердения в воде — сопротивление: растяжению $кг/см^2$ 7 дней		сжатию $кг/см^2$ 7 дней		Твердение на воздухе, сопротивление сжатию 28 дней	Увеличение сопротивления (в воде) за время от 7 до 28 дней после замеса: растяжению %	сжатию %
									7	28	7	28			
Портландский цемент .	1,160	1,350	3,200	3.220	2,51	25,9	0,7	14,9	21,8	28,4	228	326	380	27	51
Железистый портландский цемент . .	1,160	1.940	3,050	3,150[1]	1,79[1]	25,6	0,3	11,4	22,7	—	215	348	393	—	64
Доменный цемент .	1,100	1,870	2,9[illegible]0	3,140[1]	1,77[1]	26,9	0,6	7,4	26,4	34,6	207	315	350	31	55

Примечание. Химическому анализу подвергались: 19 портландских цементов, 8 железистых портландских цементов и 6 доменных пементов. Физические и механические испытания произведены над 153 портландскими пементами, 18 железистыми цементами и 18 доменными. Табл. 12a и 12b взяты из Mitteilungen aus dem Materialprüfungsamte, 1919, стр. 104 и 105.

[1] Не точно.

НТБ ДИУЖТ

Таблица 12с

Результаты испытаний 153 портландских цементов, полученные в 1914—16 гг. Государственным институтом для исследования материалов в Берлине-Далеме.

		Наименьшее значение	Среднее значение	Наибольшее значение
Объемный вес после усадки	*кг/л*	0,970	1,160	1,348
„ „ в распущенном виде		1,668	1,950	2,141
Удельный вес в сухом воздухе	„	2,918	3,200	3,263
„ „ после прокала	„	3,130	3,230	3,302
Потеря после прокала	%	0,32	2,51	6,30
Вода, потребная для нормальной крепости		21,5	25,9	35,0
Мелкость помола, 2 остатка на ситах:				
с 900 отверстиями на 1 *см*		0	0,7	4,9[1]
с 500 „ „ 1 „		1,9	14,9	34,1
Сопротивление растяжению после нахождения в воде:				
7 дней	*кг/см²*	12,5[2]	21,8[2]	32,6
после 28 дней	„	23,0	28,4	32,6
Сопротивление сжатию после нахождения в воде:				
более 7 дней		100[3]	228	383
более 28 дней		176[3]	326	544
Сопротивление растяжению после нахождения в воздухе более 28 дней		198[3]	380	667
За время от 7 до 28 дней после замеса:				
Растяжение	%	7	27	59
Сжатие	„	18	51	111

Примечание. Числовые значения заимствованы из Mitteilungen aus dem Materialprüfungsamt, 1919, стр. 68—96.

---

[1] Согласно „Deutschen Normen 1909“ можно допустить до 5%.

[2] Согласно „Deutschen Normen 1909“ требуется самое меньшее 12,0 *кг/см²*.

[3] „Deutschen Normen 1909“ обусловливают для медленно схватывающегося портланд-цемента после 7 дней отвердевания (1 день в сыром воздухе и 6 дней под водой) самое меньшее 120 *кг/см²*, после дальнейшего отвердевания в течение 21 дня по воздухе самое меньшее 250 *кг/см²*. Для водных сооружений требуется после 28 дней самое меньшее 200 *кг/см²*.

НТБ ДНУЖТ

Таблица 12d

Результаты испытаний немецких высокосортных цементов
По „Bauingenieur“, 1925, стр. 111.

		Наименьшее значение	Среднее значение	Наивысшее значение
Объемный вес после усадки . .	*кг/л*	0,961	—	1,069
„ в распушонном виде	„	1,628	—	1,765
Мелкость помола:				
Остаток на ситах с 4900 отверстиями на 1 $см^2$				
Сопротивление сжатию	%	0.9	3,5	10,8
При твердении под водой через 3 дня	$кг/см^2$	253	299	370
„ „ „ „ „ 7 дней	„	337	408	438
„ „ „ „ „ 28 „	„	443	511	615
При твердении в течение:				
1 дня в сыром воздухе, 6 дней под водой, 21 дня на воздухе		507	581	636
Сопротивление растяжению при твердении в воде через 3 дня . .		24,1	29,0	30,8
через 7 дней .		26,1	31,7	36,7
через 28 дней .		32,5	35,6	42,3
При твердении в течение:				
1 дня в сыром воздухе, 6 дней под водой, 21 дня на воздухе		36,7	41,8	49,1

по величине зернами. Новейшие опыты подтвердили, что наибольшая прочность и плотность бетона достигаются при наименьшей величине пустот между зернами инертных добавок и равномерном гранулометрическом составе. Наименьший объем пустот сам по себе не является решающим фактором. Наименьший объем пустот могут дать инертные добавки, в которых отсутствуют зерна средней величины [1], но прочность и плотность бетона в этом случае будут значительно меньше, чем при равномерном гранулометрическом их составе; прочность может уменьшиться наполовину. Причину этого надо искать в том, что у песка и гравия, имеющих сравнительно много мелких зерен, их общая поверхность очень велика [2]: эта же поверхность предопределяет более или менее полное обволакивание инертных добавок раствором. При одинаковом растворе связывающего вещества

---

[1] „Bauiegenieur“, 1923, стр. 20.

[2] Если разделить куб с измерением 1 на равные между собою кубы с измерением $\frac{1}{a}$, то их общая поверхность будет в a раз больше, чем поверхность цельного куба. То же самое справедливо и для шаров. Суммарная поверхность раздробленных предметов растет следовательно обратно пропорционально величине зерен.

НТБ ДНУЖТ

наибольшая прочность и плотность бетона будут тогда, когда сумма пустот и общая поверхность зерен инертных будут возможно малы.

На практике всегда имеется только ограниченный выбор инертных добавок. Улучшать имеющийся материал просеиванием выгодно в хозяйственном отношении для песка при приготовлении раствора, для гравия же обходится большей частью слишком дорого. Зато часто можно смешивать различного рода инертные добавки. В каждом отдельном случае следует испытывать подходящие материалы, исследуя их посредством просеивания, и точно устанавливать их состав в отношении величины зерен; только после этого возможно делать выбор. Наиболее благоприятное отношение смеси при смешении инертных добавок, имеющих различную величину зерен, получают, определяя объемный вес различных смесей. Если мы примем, что величины зерен в смеси распределены до известной степени равномерно, то та из смесей, которая имеет наибольший объемный вес, т. е. наименьший объем пустот, даст наибольшую прочность и плотность бетона или раствора.

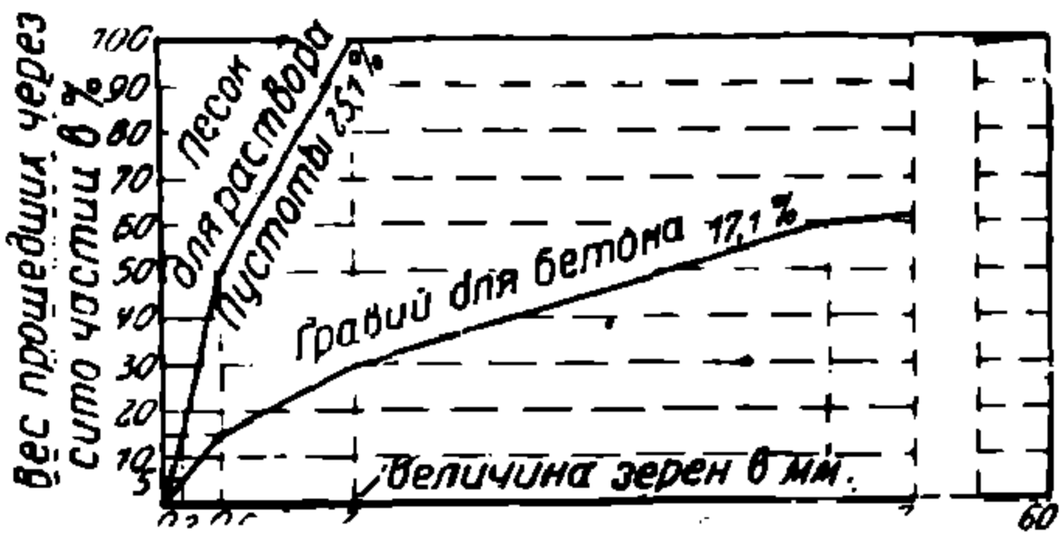


Рис. 53. Целесообразный состав песка для раствора и гравия для бетона на основании опытов Берлинской секции по подземному строительству.

За последние годы многократно производились обширные опыты, имевшие целью установление самого благоприятного состава инертных добавок. Наиболее ясно изображается такой состав графическим способом, предложенным впервые Фуллером (кривая Фуллера). Рис. 53 представляет наиболее благоприятный состав песка для известкового раствора и гравия для бетона, полученный согласно сообщению Бредтшнейдера из опытов, производившихся в течение ряда лет «Берлинской комиссией подземного строительства» над инертными материалами в Берлине[1].

На основе результатов этих опытов в Берлине и Шарлоттенбурге действуют уже в течение нескольких лет следующие условия при поставке песка для известкового раствора и гравия для бетона.

1. Песок для раствора.

Величина зерен	меньше 0,2 *мм*	самое большое	25%
„ „	от 0,2 до 2 „	меньшее	75%
„ „	от 0,6 до 2 „	„	25%
„ „	свыше „	большее	10%

2. Гравий и щебень для бетона.

Величина зерен	меньше 0,6 *мм*	самое большое	30%
„ „	от 0,6 до 2 „	меньшее	20%
„ „	от 2 до 7 „	„	20%
„ „	от 7 до 60 „	„	20%
„ „	от 0,6 до 60	вместе „	70%
Содержание глины		самое большое	1,5%
Содержание угля при I сорте			0
„ „ „ II „		самое большое	0,2%

[1] Bredtschneider, „Zentralbl. d. Bauv.", 1910, стр. 118; Hermann, „Bauingenieur", 1923, стр. 18.

НТБ ДНУЖТ

Комиссия определила и сопоставила в таблицах объемный вес пустот, прочность и потребность в строительных материалах для всех встречающихся на практике смесей, которые составляются из соответствующих приведенным условиям песка и гравия, также и с примесью щебня. Тем самым даются образцовые указания для применения растворов и бетона при возведении сооружений.

Рис. 54 воспроизводит установленный Фуллером наиболее благоприятный состав, выработанный им после опытов, произведенных совместно с Томпсоном[1]. Рис. 55 показывает кривую, рекомендованную Графом на основании штуттгартских опытов. Эти данные имеют значение не только для инертных добавок, как рис. 53, но и для сухой их смеси с цементом. Для жирных растворов Граф реко-

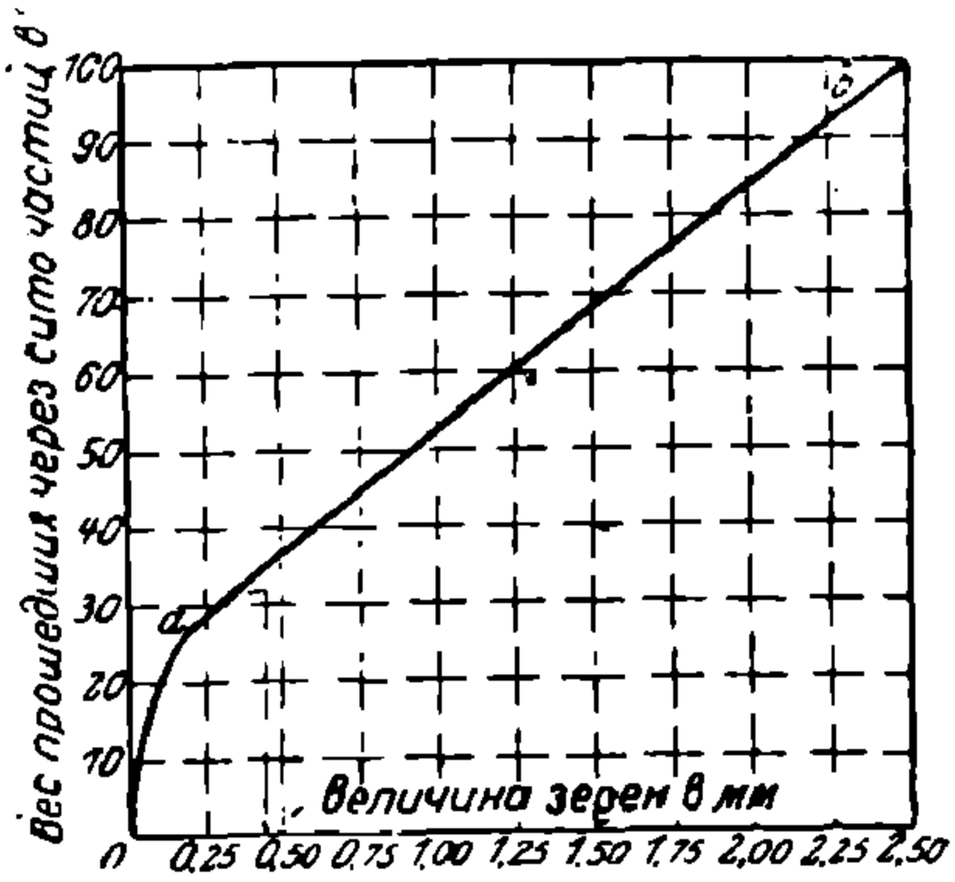


Рис. 54. Целесообразный состав сухой смеси из цемента и инертных добавок по Фуллеру.

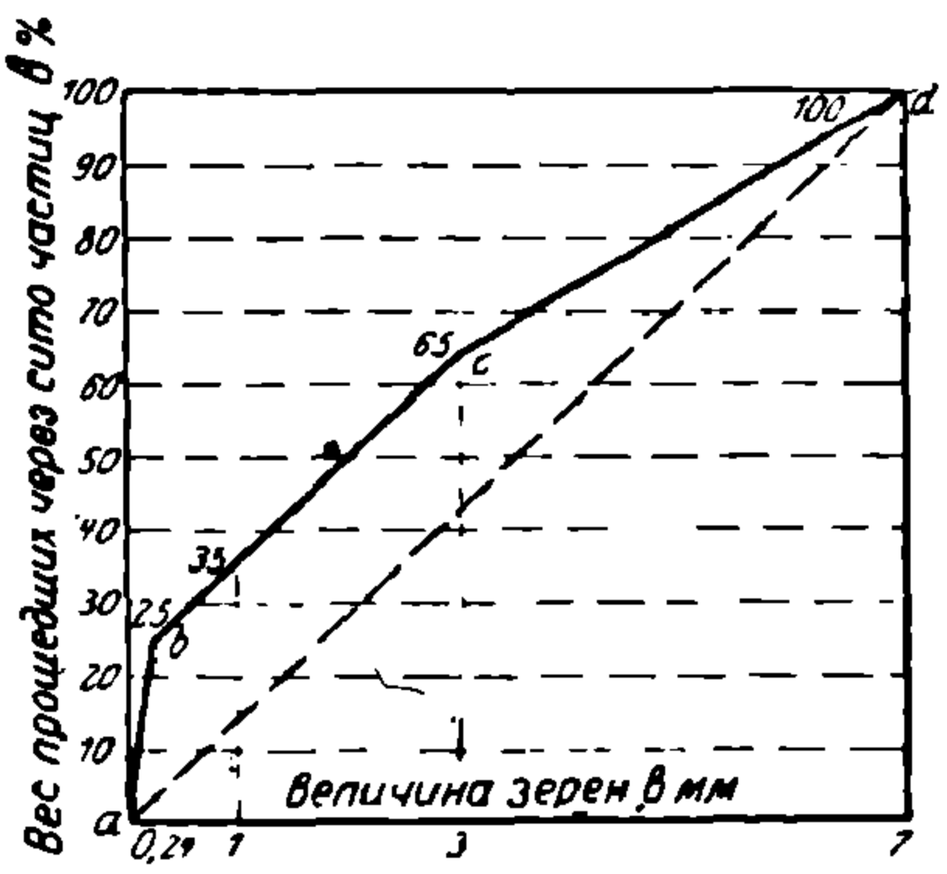


Рис. 55. Целесообразный состав сухой смеси из цемента и инертных добавок по О. Графу.

мендует[2] линию, намеченную пунктиром; для горного песка или высевок камнедробилок с длинными осколочными зернами он рекомендует брать несколько больше мелкозернистого песка, а при крупнозернистых песках несколько уменьшать количество мелких зерен.

Судить о том, благоприятен ли состав инертных материалов, можно лучше всего по пробам бетона. Из отвердевшего бетона изготовляются тончайшие шлифы, которые проверяются под микроскопом или увеличиваются фотографическим путем во много раз (микрофотография)[3].

в) Вода.

Для бетона и раствора следует употреблять только чистую воду. Недопустимо применение болотной, иловатой или воды, в которую отведены сточные воды. Вредно также возможное содержание в воде свободной углекислоты, гумозных веществ, гипса и других сернистых соединений. Морская вода часто рассматривается как вредная, но неоднократно применялась без вреда при возведении сооружений

---

[1] „Engineering News", т. 57, стр. 599. „Eng. Rec.", 1907, т. 55, стр. 580; Taylor and Thompson, Freatise on concrete plain and reinforced, 1919, изд. 3, стр. 190 и сл.

[2] O. Graf. Der Aufbau des Mörtels im Beton, рис. 19 на стр. 25, Берлин 1923.

[3] Probst, Neuere Methoden bei der Untersuchung von Beton, „Bauing.", 1920, стр. 547 и 577.

НТБ ДНУЖТ

в море, например недавно в Голландии [1]. Утверждают, что затворенный на чистой воде свежий бетон плохо схватывается и отвердевает, если он подвергается действию морской воды, потому что соли морской воды стремятся обогатить чистую воду в бетоне (диффузия); поэтому в морских сооружениях лучше применять для бетона морскую воду. Это утверждение может быть и справедливо, но еще не доказано. Если в бетон заделывается железо, то морскую воду нельзя употреблять ни в каком случае, так как она образует с железом окись железа, которая в результате увеличения объема разрушает бетон [2].

Вода или химически связывается с вяжущим веществом бетона, или заполняет пустые пространства между зернами вяжущего вещества и инертных добавок, или же всасывается последними, или наконец как излишняя вытесняется из смеси. Если прибавлено недостаточно воды и если вода преждевременно испарилась, то бетон «томится жаждой», пустоты наполняются воздухом, и твердение происходит неполностью, так как отсутствует вода, необходимая для химических изменений вяжущего вещества.

Смотря по количеству воды различают полусухую, мягкую или жидкую бетонную массу, т. е. трамбованный (жесткий) бетон, мягкий (пластичный) бетон и литой бетон. Необходимое количество воды зависит от количества и гранулометрического состава связующих веществ и инертных добавок; особенно важное значение имеет совокупность поверхностей зерен, подлежащая обволакиванию; оказывает влияние и погода (температура и степень влажности воздуха), а также содержание влаги в инертных добавках. Общие указания относительно количества добавляемой воды не могут быть даны, но оно может быть установлено опытом в каждом отдельном случае. Опыт проще всего учитывает все влияния и надежнее вычислений.

Жирный бетон требует больше воды, чем тощий; вследствие большего количества связующего вещества в жирном бетоне преобладают мелкие зерна, а следовательно совокупность поверхностей зерен будет большей. В качестве некоторой ориентации, помогающей установить зависимость между количеством прибавляемой воды и пропорцией смеси, могут служить следующие числовые значения [3], определяющие количество воды, потребной для полусухого трамбованного бетона [4]:

Таблица 13.

Состав бетона	1 : 2	1 : 3	1 : 4	1 : 5	1 : 6	1 : 7	1 : 8	1 : 10
Количество воды	7,5	7,0	6,5	6,0	5,5	5,1	4,8	4,0

[1] Ср. Gary, Versuche über das Verhalten von Mörtel und Beton im Moor. Германский комитет по железобетону, вып. 49, стр. 44. Берлин 1922.

[2] „Zement", 1921, № 17, статья Грюне; Probst, Vorlesungen über Eisenbeton, т. 1, стр. 121, Берлин 1917.

[3] Взято из „Handbuch für Eisenbetonbau", изд. 3, т. 2, „Der Raustoff", стр. 99, Берлин 1921.

[4] Природная влажность инертных добавок должна быть установлена посредством высушивания и принята во внимание. Влажный овражный гравий содержит от 2 до 6% воды.

НТБ ДНУЖТ

Цифры эти не могут быть обобщены; наоборот, они весьма различны для различного рода инертных добавок. В целях сравнения приводится количество воды для литого бетона определенной консистенции из цемента и хрящеватого песка; зернистость последнего довольно точно соответствует кривой Фуллера [1].

Таблица 14.

Состав бетона	1 1	1 : 3	1 : 4	1 5	1 : 6	1 : 7	1 : 8	1 : 9	1 : 10	1 : 11	1 : 12	1 : 20
Количество воды в сотых долях веса сухой смеси	21	14	11	11	10	10	10	11	11	11	11	11

В последнее время количество воды определяется в отношении к весу цемента и обозначается «цементно-водным числом» (цементно-водный фактор). Для хрящеватых песков состава по кривой Фуллера количество воды, включая воду, содержащуюся в инертных добавках, приблизительно равняется:

Таблица 15.

	В сотых долях веса сухой смеси	Цементно-водный фактор
Для полусухого бетона .	4— 7	0,35—0,50
мягкого бетона .	6—12	0,45—0,75
литого бетона .	10—12	0,65—0,75

г) Плотность бетона.

Плотный непроницаемый бетон имеет особое значение в сооружении фундамента, а потому он должен быть рассмотрен здесь более подробно. Бетон непроницаем, когда заключающаяся в нем обволакивающая масса, т. е. отвердевшие при связывании воды связующие вещества, заполняет пустоты инертных добавок и обволакивает их. Бетон может быть на практике достаточно плотным и водонепроницаемым, когда эти требования и не вполне исполнены, так как в большинстве случаев достаточно, если нет сообщения между его пустотами.

Вследствие известной неоднородности бетона, а также и по той причине, что пустоты никогда вполне не заполняются раствором, указанные требования могут быть выполнены только приблизительно. Так как чрезмерный избыток связующих веществ не только значительно повышает расходы, но убеличивает также изменение объема от температурных воздействий, тем самым повышая внутренние напряжения, и способствует образованию трещин, то для данных свя-

[1] Согласно опытам Бетке в Карлсруэ; взято из Bothke, Das Wesen des Gussbetons, стр. 20, Берлин 1924.

НТБ ДНУЖТ

зующих веществ и инертных добавок существует всегда только одно определенное благоприятное отношение составных частей смеси, образующей плотный бетон. При этом необходимо стараться выбирать инертные добавки с таким коэфициентом гранулометрического состава, чтобы требуемая консистенция бетона (трамбованного. пластичного или литого) достигалась возможно меньшей прибавкой воды, так как тогда бетон, при одинаковом расходовании связующих веществ, получает наибольшую прочность и непроницаемость [1].

Степень непроницаемости бетона зависит от того, какой объем занимает в отвердевшем бетоне раствор, как расположены инертные добавки, т. е. как велики промежутки, которые должны быть заполнены раствором, как велика сумма поверхностей зерен инертных добавок, которые должны быть покрыты раствором, и наконец от того, какие пустоты остаются в бетоне и можно ли в этом случае считать бетон непроницаемым.

Во время схватывания и твердения цемент связывает воду в количестве около 11% своего веса, но сам значительно увеличивается в объеме.

Согласно Отцену [2] и Гослиху [3] цемент (без пустот) соединяется химически в течение 28 дней твердения с количеством воды, равным приблизительно 34% своего объема, причем однако этот объем увеличивается до 48%. На 1 объемную часть цемента («в распущенном виде») следует полагать таким образом 1,48 объема его вещества или $1{,}48 \cdot \frac{1{,}4}{3{,}1} = 1{,}48 \cdot 0{,}45 =$ круглым счетом $^2/_3$ объема цементного теста [4].

Другие авторы дают большее количество связанной воды. Для всех других связующих веществ, кроме портландского цемента, определенных числовых данных как будто еще не имеется. Но даже если бы эти значения были точно известны для всех связующих веществ, мы бы недалеко ушли вперед в определении непроницаемости. Мы знали бы тогда, правда, какое количество вяжущей массы дает в каждом отдельном случае определенное количество вещества в соединении с водой, но мы не знали бы, какова величина пустот, которые должны быть заполнены этой массой, не знали бы, сколь плотно расположены в бетоне зерна инертных материалов.

В рыхлом виде по доставлении на место работ песок и гравий имеют в $1^1/_4$—$1^1/_2$ раза больше пустот, чем в уплотненном. Объем пустот в разрыхленном и уплотненном виде может быть определен путем простейшего опыта, но определить на основании этого расположение зерен в отвердевшем бетоне невозможно без сложных опытных исследований. До сих пор при определении плотности бетона, а также при расчете состава плотного бетона исходили в общем от объема пустот инертных добавок в рыхлом состоянии. Этот объем пустот слишком велик; согласование же его с действительностью, установленной

---

[1] Ср. Kortlang. Der Einfluss der Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe von Kiesbetonmischungen auf die Druckfestigkeit и т. д., „Bauingenieur", 1921, стр. 239. Обзор американских исследований по этому вопросу дает ст. Буэра „Bauing.", 1926, стр. 129.

[2] Otzen, Stamptbeton oder Gussbeton, „Bauing.", 1923, стр. 163.

[3] „Zement", 1923, стр. 163.

[4] Объемный вес цемента («в распущенном виде») 1,4, уд. в. 3,1.

НТБ ДНУЖКТ

на основании опытов, достигается увеличением раствора за счет большего количества воды, чем это полагается согласно вышеприведенным данным для непроницаемого бетона.

Вопрос об объеме вяжущей массы и промежутков между зернами инертных добавок, т. е. тех промежутков, которые должны быть ею заполнены, а также и о правильном соотношении между ними, становится еще более запутанным благодаря тому, что и фактически в непроницаемом бетоне остаются еще значительные пустоты. Величина этих пустот зависит прежде всего от того, с каким количеством воды составлен бетон. Цементно-водный фактор равняется смотря по прочности бетона 0,35—0,75, тогда как химически связанной прибавке воды соответствовал бы цементноводный фактор, равный 0,11 (см. выше стр. 105)). Избыток, поскольку он не впитывается инертными добавками или не теряется благодаря стеканию и испарению, образует пустоты в бетоне.

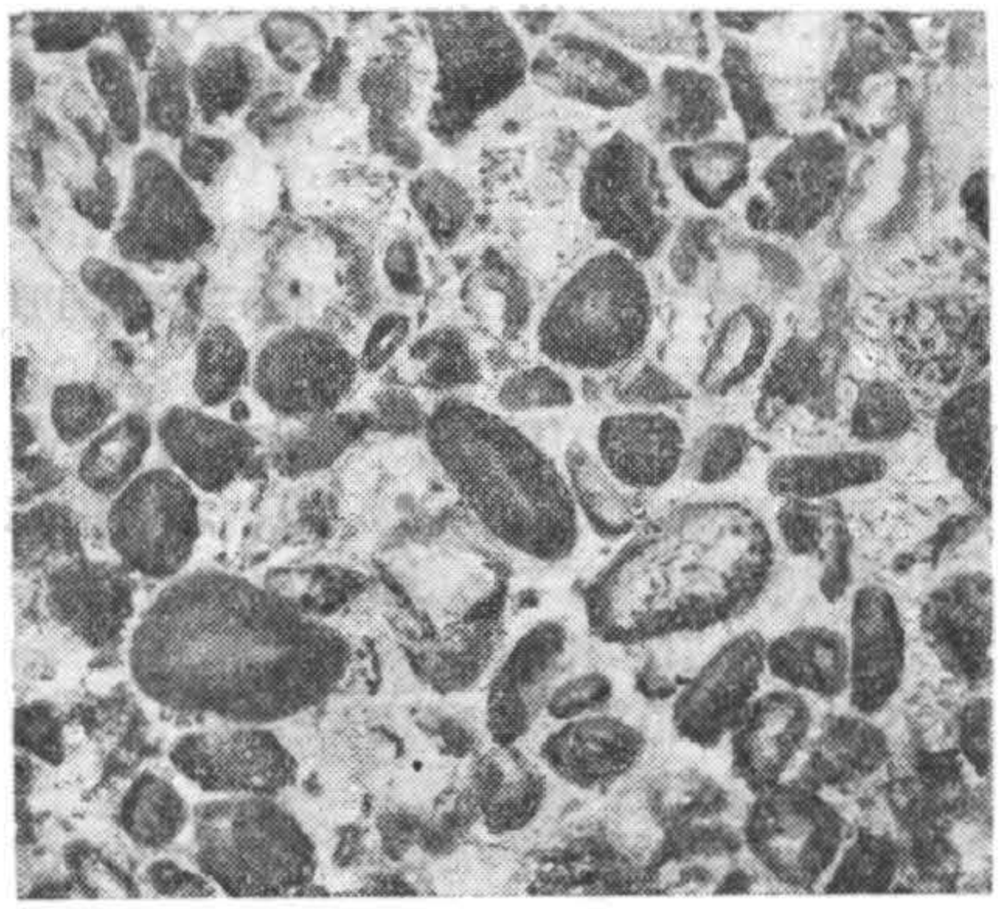


Рис. 56. Раствор из 1 ч. цемента и 3 ч. речного песка с величиной зерен от 3 до 7 *мм* в двойном увеличении.

Эти пустоты, согласно исследованиям Майера[1], могут быть значительные («большие поры»), которые легко видимы невооруженным глазом или при небольшом увеличении, небольшие и пустоты раствора (мелкие поры), которые вследствие незначительной прочности цемента при взятии шлифов наблюдаются изредка и то лишь при сильном увеличении; величина их приблизительно от 0,01 до 0,03 мм. По Майеру большие поры в хорошо перемешанном бетоне составляют только от 15 до 5% всех пустот. Рассматривая большие поры можно различить в них шарообразные пустоты, образованные избыточной водой, которая сохраняет в мягкой бетонной массе свою форму капель благодаря поверхностному натяжению (капельные поры); кроме того можно найти пустоты неправильной формы, возникающие вследствие недостатков смеси, большей частью в результате недостаточной пластичности бетонной массы (структурные поры) и наконец образующиеся на краях зерен инертных добавок очень плоские пустоты (краевые поры), которые должны быть приписаны недостаточному сцеплению зерен инертных добавок со связующим веществом и зависят от шероховатости или несмачиваемости поверхности инертных добавок. В изображенном на рис. 56[2] песчаном растворе ясно различаются поры структуры и капельные.

Смеси, обладающие прочностью трамбованного бетона, имеют вследствие своей недостаточной пластичности многочисленные структурные поры и точно так же много капельных пор, так как распределенная лишь тонким слоем вода особенно склона к образованию ка-

---

[1] Maier, Die Entstehung des Porenvolumens im Beton и т. д., „Bauing.“, 1922, стр. 558.

[2] Взято из O. Graf, Der Aufbau des Mörtels im Beton, стр. 22, рис. 14, Берлин 1923.

НТБ ДНУЖТ

ель. Едва ли также удается удалить воздух из бетонной смеси. Даже если согласно правилам трамбования бетона на поверхности его выступает вода, то и тогда воздух ни в коем случае не может быть полностью изгнан. Поэтому внутри смеси часто недостает воды, необходимой для схватывания, а следовательно оно не может проявиться полне и дать увеличение объема вяжущего, необходимого для заолнения пор; таким образом остаются пустоты, наполненные воздуом, и бетон является сравнительно водонепроницаемым.

При увеличении количества воды растет пластичность бетонной ассы, зерна легче скользят одно около другого и укладываются плотее, особенно при встряхивании, размешивании или перемешивании сходное явление наблюдается при гидравлическом способе земляных абот). Воздух изгоняется вполне, связующее вещество всюду нахоит нужную для схватывания воду, капельные и структурные поры ильно уменьшаются, бетон становится плотней. Наибольшая плотость достигается приблизительно на границе между пластичным и итым бетоном; она соответствует 10% содержанию воды или цементоводному фактору 0,65. Если количество прибавляемой воды продолжает увеличиваться, то увеличивается постепенно число мелких ор, а вместе с тем наступает известная рыхлость структуры, котоая влечет за собой снова увеличение водонепроницаемости. При еще ольшем прибавлении воды возникают опять большие поры в более значительном количестве и наконец бетон теряет свою структуру и епроницаемость [1].

Величина пустот в бетоне зависит еще от свойства инертных доавок. Зерна угловатые нуждаются для достижения одинаковой пластичности бетонной массы в большем количестве воды, чем круглые ерна; следовательно в бетоне будет и большее количество пустот; редел пустот, допустимый для непроницаемого бетона, неизвестен.

Подводя итоги, можно сказать, что нет данных для предварительного расчета пропорции смеси инертных добавок в целях получения непроницаемого бетона из данных вяжущих веществ. Они могут быть найдены только после обширных систематизированных опытов. Опыты эти должны установить, как велик объем, занимаемый в отвердевшем бетоне вяжущими веществами, и как должны быть расположены зерна инертных добавок в готовом бетоне для того, чтобы свободные промежутки, подлежащие заполнению связующими веществами, были с одной стороны возможно малы, а с другой стороны оставались настолько значительными, что допускали бы достаточное их обволакивание. Кроме того необходимо установить, какие пустоты допустимы в непроницаемом бетоне, какой избыток вяжущих веществ необходим для того, чтобы смягчить неравномерность смеси, и каким образом можно наперед установить объем строительных материалов в готовом бетоне на основании объема свободно насыпанного материала.

Пока этих данных нет, в каждом отдельном случае составляют пробы бетона и испытывают их водонепроницаемость. Наиболее благоприятна та проба, которая требует наименьшего количества вяжущих веществ при одной и той же плотности.

Приблизительное определение пропорции смеси из подсчета пустот, содержащихся в инертных добавках, приводится здесь в связи

---

[1] „Bauingenieur“, 1923, стр. 466.

НТБ ДНУЖТ

с одной работой Сафира[1]. Сафир исходит из пустот инертных материалов в разрыхленном состоянии. В качестве связующего вещества он вводит цемент в распушонном состоянии (объемный вес 1,4), принимая, что пустоты цемента $\left(1 - \frac{1,4}{3,1} = 0,55\right)$ заполняются водой. Следовательно из цемента получается 1 часть связующего вещества, тогда как согласно данным стр. 106, одной объемной части цемента соответствует только $^2/_3$ объемной части обволакивающей массы. Объем последней повышается следовательно на 50%, благодаря чему может быть выравнена возможная ошибка при определении пустот инертных добавок. Сафир проверил правильность вычисления несколькими опытами. Степень обволакивания — коэфициент заполнения пустот, определяющий излишек обволакивающей массы сверх пустот инертных добавок, — следует принимать:

в гидротехнических сооружениях, устройстве оснований и других сооружениях большого объема	$\overline{\overline{k}} = 1,10$
в частях сооружений толщиной менее 1 *м*	$\overline{\overline{k}} = 1,15$
в железобетонных сооружениях	$\overline{\overline{k}} = 1,20$
в железобетонных сооружениях толщиной менее 0,20 *м*	$\overline{\overline{k}} = 1,25$

Введем следующие обозначения:
Z — объем цемента,
S — объем песка,
K — объем гравия,
α — сумма пустот песка } в рыхлом виде;
β — сумма пустот гравия }

Тогда степень обволакивания песка составляет:

$$k = \frac{Z}{\alpha S}, \tag{11}$$

а степень обволакивания бетона, которая может быть принята равной по величине:

$$k = \frac{Z + (1 - \alpha) \cdot S}{\beta K}. \tag{12}$$

Посредством преобразования получают пропорции смесей, которые при определенной сумме пустот инертных добавок (измеренных в рыхлом состоянии) дадут плотный бетон:

$$\frac{\text{цемент}}{\text{песок}} = \frac{Z}{S} \alpha k \tag{13}$$

$$\frac{\text{цемент}}{\text{гравий}} = \frac{Z}{K} = \frac{\alpha \beta k^2}{1 + \alpha (k - 1)}, \tag{14}$$

---

[1] Safir, Beschaffenheit, zweckmässige Mischungsverhältnisse und Ausbeute hydraulischer Baustoffe, Берлин 1909. Ср. также Kunze, Das rechnerische Dichtekennzeichen bei Beton und Mörtel, „Zentralbl. d Bauv.“, 1918, стр. 166.

НТБ ДНУЖТ

или для водных сооружений, оснований и т. д. при $k = 1{,}10$:

$$\frac{\text{цемент}}{\text{песок}} = \frac{Z}{S} = 1{,}1\,\alpha. \qquad (13а)$$

$$\frac{\text{цемент}}{\text{гравий}} = \frac{Z}{K} = \frac{1{,}21\,\alpha\beta}{1 + 0{,}1\alpha} \approx 1{,}2\alpha\beta. \qquad (14а)$$

Если для приготовления бетона песок и гравий применяются не раздельно, а берется гравелистый песок, то справедливы равенства (13) и (13а). Если цемент заменяется частично другим связующим веществом, дающим ту же обволакивающую массу, то получают бетон той же плотности, но меньшей прочности. При вычислениях следует принимать следующие числовые значения:

Таблица 16.

Вяжущие вещества	Объемный вес в рыхлом виде	Удельный вес	Твердая масса	Сумма пустот
		на 1 объемную часть		
Цемент .	1,4	3,1	0,45	0,55
Трасс .	0,95	2,1	0,45	0,55
Известковое тесто . .	1,3	1,3	1,0	0
Известь в порошке[1] . .	0,4—0,5	1,4—1,8	0,28	0,72

Для всех вяжущих веществ следует принимать тот объем обволакивающей массы, который они имели до смешивания; тогда для трасса получается та же добавка воды, что и для цемента, для известкового теста бо́льшая, а для известкового раствора добавка воды вообще ненужна.

Пример. Цементный бетон из песка с количеством пустот $\alpha = 0{,}4$ и гравия с количеством пустот $\beta = 0{,}45$ в рыхлом состоянии употребляется для фундамента (степень обволакивания 1,1). Наиболее целесообразный состав смеси в объемных частях согласно уравнениям (13а) и (14а):

$$\frac{\text{пемент}}{\text{песок}} = 1{,}1 \cdot 0{,}4 = 1 : 2{,}3,$$

$$\frac{\text{цемент}}{\text{гравий}} \approx 1{,}2 \cdot 0{,}4 \cdot 0{,}45 \sim 1 : 4{,}6.$$

Если желательно применить цементно-трассовый бетон, а именно на 1 объемную часть цемента ½ объемной части трасса, то при тех же инертных добавках наилучший состав будет:

Цемент	Трасс	Песок	Гравий
1	½	1,5 · 2,3	1,5 · 4,6
1	½	3,5	6,9

Если употреблять гравелистый песок с количеством пустот $\alpha = 0{,}20$, то наиболее целесообразный состав будет:

$$\frac{\text{гравелистый песок}}{\text{цемент}} = 1{,}1 : 0{,}2 = 1 : 4{,}53$$

[1] Для известкового порошка показатели очень колеблются.

НТБ ДНУЖТ

или при цементно-трассовом бетоне, как выше:

цемент : трасс : гравелистый песок = 1 ½ : 6,8.

«Постановления Германской комиссии по железобетону от сентября 1925 г.» требуют для железобетонных сооружений непроницаемый бетон, защищающий железную арматуру от ржавчины и устанавливающий для цемента норму не менее 300 *кг* для инженерных сооружений, а при гражданских сооружениях 270 *кг* цемента на 1 $м^3$ бетона. При целесообразном подборе инертных добавок можно приготовить непроницаемый бетон с значительно меньшим количеством цемента, причем будет еще преимущество в меньшем изменении объема от усадки и температурного расширения, тогда как бетон с более высоким содержанием цемента при несоответствующем составе инертных добавок может оказаться проницаемым.

Поэтому желательна более точная формулировка и для железобетонных сооружений, а для гидротехнических сооружений, на которые эти правила не распространяются, они во всяком случае не могут быть приняты. Для крупных бетонных массивов, о которых в этом случае обычно идет речь, эти требования недостаточно точны и приводят к бесполезному значительному расходу вяжущих материалов.

д) Выход бетона, количество материалов.

Отношение объема уложенного в сооружение готового бетона к сумме объемов отдельных составляющих строительных материалов называется выходом бетона; оно позволяет определить количество потребных материалов[1]. Выход находится в зависимости от плотности бетона, поэтому при его расчете создаются те же затруднения, что и при определении состава непроницаемого бетона. Более точные значения могут быть получены только путем опыта, а именно установлением объема определенного количества бетона и объема употребленных для него строительных материалов. Однако и тогда остается известная сомнительность расчета, так как вряд ли можно установить, какое количество воды идет собственно на процесс повреждения бетона. Правда, количество воды незначительно влияет на результат расчета и потому нормы воды принимаются согласно приведенным выше (стр. 104 и след.) данным.

Пример. Трамбованный бетон из цемента и гравия состава 1:6 (233 *кг* цемента на 1 $м^3$ гравия). Опытным путем устанавливается:

объемный вес гравия при обычной насыпке (без содержания воды)	1,5
объемный вес готового бетона (как в сооружении) .	2,1,5

Согласно стр. 104 вода должна прибавляться в количестве 5,5% веса сухой смеси (соответственно водоцементному фактору, равному 0,41, ср. стр. 105):

1 *л* цемента весит	1,4 *кг*
6 *л* гравия „	9,0 *кг*

Прибавленная вода $\frac{5,5}{100} \cdot (1,4 + 6 \cdot 1,5) = 0,57$

---

[1] Ср. кроме уже названных источников: Unna, Die Bestimmung rationeller Mörtelmischungen, Кельн 1898. Подробные данные также в „Handbuch für Eisenbetonbau“, изд. 3, т. V, гл. I, „Flüssigkeitsbehälter“, отд. A.

НТБ ДНУЖТ

Вес бетонной смеси 10,97 *кг*

Объемный вес бетонной смеси $\frac{10,97}{2,15} = 5,10$ *л*.

$$\text{Выход} = \frac{\text{объем бетона}}{\text{объем строительных материалов без воды}} = \frac{5,10}{7} = 0,73.$$

В 1 *м*³ готового уложенного в сооружение бетона содержится:

$\frac{1\,000}{5,10} = 196$ *л* или $\frac{1400}{5,10} = 275$ *кг* цемента, $\frac{6}{5,10} = 1,8$ *м*³ гравия.

Пока раствор не заполнит пустот инертных добавок, т. е. пока бетон остается неплотным, изменение пропорции при неизменных инертных добавках не оказывает влияния на объем готового бетона, а следовательно не оказывает заметного влияния и на выход; изменяются только плотность и вес бетона. При плотном бетоне можно заранее определить выход и потребность в материалах с точностью, достаточной для многих случаев (без изготовления бетонных проб), если принять приблизительно, что твердая масса вяжущего вещества и инертных добавок (без пустот) вместе с водой занимают объем, равный объему готового бетона. Сумма пустот инертных добавок должна быть известна. Способ расчета лучше всего уясняется на следующем примере:

Пример. Литой бетон из цемента, трасса, песка, гравия в пропорции $1:\frac{1}{2}:3,5:7$. Сумма пустот песка 0,40, гравия 0,45 в разрыхленном состоянии (после утряски она равнялась бы приблизительно от 0,25 до 0,30). Бетон согласно примера стр. 110 и след., плотный, но расчет этот только приблизительный.

Даны:

объемный вес цемента в разрыхленном состоянии	1,4
удельный вес цемента . . .	3,1
общее количество пустот цемента $1 - \frac{1,4}{3,1}$	0,55
объемный вес трасса (в разрыхленном виде)	0,95
удельный вес трасса . . .	2,1
общее количество пустот трасса $1 - \frac{0,95}{2,1}$.	0,55

Общее количество пустот песка (в разрыхл. виде) 0,40.
Общее количество пустот гравия (в разрыхл. виде) 0,45.
Водоцементный фактор (для литого бетона) 0,65.

Добавка воды на 1 объемную часть цемента и ½ объемной части трасса определяется из водоцементного фактора (ср. стр. 105), дающего отношение весовых частей воды к весовым частям связующих веществ, и составляет $0,65(1 \cdot 1,4 + \frac{1}{2} \cdot 0,95 = 1,22$.

В твердой массе содержится

1 объемная часть цемента . .	0,45
0,5 объемной части трасса $\frac{1}{2} \cdot 0,45 =$	0,23
1,22 объемной части воды . . .	1,22
3,5 объемной части песка $3,5 \cdot 0,6$	2,10
7 объемных частей гравия $7 \cdot 0,55 =$ . .	3,75
Сумма твердой массы или объем бетона .	7,85

В 1 *м*³ уложенного готового бетона содержится:

$\frac{1\,000}{7,85} \approx 127$ *л* или $\frac{1\,000 \cdot 1,4}{7,85} \approx 178$ *кг* цемента,

$\frac{500}{7,85} \approx 64$ *л* или $\frac{500 \cdot 0,95}{7,85} \approx 61$ *кг* трасса,

НТБ ДНУЖТ

$$\frac{3,5}{7,85} \approx 0,45 \text{ м}^3 \text{ песка},$$

$$\frac{7}{7,85} = 0,89 \text{ м}^3 \text{ гравия}.$$

Если придать выходу некоторое среднее значение, то можно выяснить потребность в материалах, правда в грубом приближении, но достаточно точно для сметы, при следующих обозначениях:

$1 : m : n$ — отношение составных объемных частей — цемента: песка: гравия,

Z — объем связующего вещества,

S — объем песка,

K — объем гравия,

V — объем раствора или бетона,

k — выход бетона.

В таком случае:

$$K = \frac{V}{Z + S + K} = \frac{V}{Z(1 + m + n)} \tag{15}$$

$$Z = \frac{V}{K(1 + m + n)} \tag{16}$$

$$S = m \cdot Z \tag{17}$$

$$K = n \cdot Z. \tag{18}$$

Выход может быть принят приблизительно $k = 0,75$ [1]. Сафир [2] советует, принимая во внимание потери на месте работ, отбросить при этом расчете в знаменателе долю вяжущих веществ.

Таким путем потребность в строительных материалах определяется для 1 $м^3$ бетона:

$$Z = \frac{1}{0,75\ (m + n)} = \frac{1,33}{(m + n)} \tag{16а}$$

$$S = m \frac{1,33}{(m + n)} \tag{17а}$$

$$K = n\ \frac{1,33}{(m + n)}\ . \tag{18а}$$

Пример. Бетон состава—цемент : трасс : песок : гравий $= 1 : {}^1/_2 : 3,5 : 7$ (как в прошлом примере).

Обьем вяжующих веществ 1,5

$m = \frac{3,5}{1,5}$ 2,3

$n = \frac{7}{1,5}$ 4,7

Потребное количество вяжущих веществ для 1 $м^3$ бетона

---

[1] Büsing u. Schumann, Der Portlandzement и т. д., 1905, стр. 251 и сл.

[2] Там же, стр. 31.

НТБ ДНУЖТ

$$Z = \frac{1{,}33}{m+n} = \frac{1{,}33}{2{,}3+4{,}7} = 0{,}190 \text{ м}^3.$$

Из этого количества:

потребность цемента $\frac{2}{3} \cdot 190 = 127$ л или 178 кг,

потребность трасса $\frac{1}{3} \cdot 190 = 63$ л или 60 кг.

Потребное количество песка для 1 м³ бетона:

$$S = m \cdot \frac{1{,}33}{m+n} = 2{,}3 \cdot \frac{1{,}33}{2{,}3+4{,}7} = 0{,}44 \text{ м}^3.$$

Потребное количество гравия для 1 м³ бетона:

$$K = n \cdot \frac{1{,}33}{m+n} = 4{,}7 \cdot \frac{1{,}33}{2{,}3+4{,}7} \doteq 0{,}89 \text{ м}^3.$$

Следует принять во внимание, что это вычисление дает правильный результат только для инертных добавок со средним содержанием пустот (как они приняты в предпоследнем примере). Для инертных добавок с бо́льшим содержанием пустот величина 1,33 в равенствах (16а), (17а) и (18а) должна быть увеличена, а в противоположном случае уменьшена [1].

е) Приготовление бетона.

По способу приготовления различают: 1) трамбованный бетон, 2) пластичный бетон, 3) литой бетон, 4) насыпной бетон, 5) торкрет-бетон, 6) центробежный бетон.

Трамбованный бетон, как правило — наибольшей прочности, но он имеет тот недостаток, что приготовляется трамбованием слоев высотой от 15 до 20 *см*, которые недостаточно связаны между собой, особенно в том случае, когда нижний слой уже немного старше по возрасту («рабочий шов» в отличие от «шва трамбования»). Все специальные мероприятия, при помощи которых стараются добиться связи слоев бетона, остаются безуспешными потому, что старый и новый бетон дают различную усадку во время схватывания и твердения. Что трамбованный бетон только изредка не имеет отчетливо видимых швов трамбования, можно всегда наблюдать при его разборке. Такое строение трамбованного бетона в виде «слоеного теста» не имеет значения, если бетонный массив испытывает только напряжения в направлении, перпендикулярном к слоям, но это неблагоприятно, если бетонному массиву приходится принимать на себя напряжение от изгиба или если он должен быть водонепроницаем. Швы трамбования всегда пропускают воду.

Пластичный бетон применяется чаще для железобетонных сооружений, где трамбование затруднено узкими промежутками между арматурным железом, а часто совершенно невозможно. С недавнего времени он применяется и для бетонных сооружений значительных размеров.

---

[1] Сходные вычисления дает „Beton-Kalender“ (Берлин).

НТБ ДНУЖТ

Литой бетон[1] не достигает такой прочности, как трамбованый, но он более непроницаем и обладает тем преимуществом, что монолитность сооружения нарушается в нем только немногими швами; иногда они отсутствуют совершенно. При литом бетоне возможна бо́льшая производительность работы, чем при трамбованном, а вследствие отсутствия трамбования возможна значительная экономия в рабочей силе. Наблюдение за кладкой бетона не представляет затруднений, так как ручной труд ограничен, тогда как при трамбовке бетона возможно стремление экономить труд, время и деньги за счет качества бетона. В общем применение литого бетона обходится значительно дешевле, чем трамбованного. Он дает возможность снижения стоимости еще и потому, что позволяет включать бут, образуя бутобетонную кладку; включение бута в трамбованный бетон не может быть выполнено безукоризненным образом.

Насыпным бетоном называют бетон, погружаемый при подводном бетонировании. Он применяется только при устройстве фундаментов без водоотлива. Насыпной бетон должен укладываться в назначенное место возможно более плотной массой. Для этого применяют ящики с открывающимся дном, а лучше всего воронки. При прохождении свежей бетонной массы в воде связующие вещества более или менее вымываются, поэтому нужно применять жирный бетон, имеющий значительный избыток связующих веществ. Прибавка извести и трасса делает насыпной бетон более пластичным и до известной степени менее подверженным размывающему действию воды. Бетон должен опускаться в воду только пластичным и ни в коем случае не должен содержать воздуха, который под давлением воды может выходить, разрыхляя бетон. Бетон лучше сопротивляется насыщению водой, если он до известной степени уже насыщен водой. Недавно в Швеции при постройке бетонной перемычки были достигнуты хорошие результаты подводного бетонирования литым бетоном[2]. Бетон погружался в воду через трубы таким образом, что нижний край труб оставался все время ниже поверхности отсыпанного бетона. Бетонная стенка толщиной около 0,70 *м* после снятия опалубки оказалась водонепроницаемой, под давлением воды в 9,50 *м*, за исключением некоторых незначительных участков, в которых вода просачивалась по каплям. Эти места скоро сами по себе стали водонепроницаемыми. Только верхний бетонный слой оказался, как и следовало ожидать, не вполне удовлетворительным; он был удален.

Вымываемые водой связующие вещества образуют муть, которая не отвердевает и отлагается на укладываемых бетонных слоях. Она должна быть удалена при водоотливе или смыта струей воды (под водой). Бетонирование должно производиться без перерыва, в один прием, чтобы укладываемая бетонная масса не разделялась швами, заполненными мутью; поэтому воронки значительно удобнее ящиков. Отдельные слои следует укладывать по свежим ранее уложенным слоям, чтобы по крайней мере местами добиться сцепления слоев ме-

---

[1] Haves, Gussbeton, Берлин 1916; Bethke, Das Wesen des Gussbeton, Берлин 1924. По окончании этого отдела появился в печати Gaye, Gussbeton, Berlin 1926, изд. V. W. Ernst u. Sohn.

[2] Бетонная перемычка описана в четвертой части, отдел „Перемычки". Источники: „Teknisk Tidskrift", 1925, вып. 4; „Bautechnik", 1925, стр. 781.

НТБ ДИУИТ

жду собою; совершенно избежать образования мути не представляется возможным.

Насыпной бетон ввиду разделяющихся слоев мути, а также неизбежного вымывания не может быть прочным. В нем находятся всегда большие или меньшие гнезда гравия или песка без связующего вещества или в незначительном количестве, а также более или менее мощные отложения из нетвердеющей цементной или иной мути.

Несмотря на самое тщательное выполнение он не может быть однородным. Упомянутая выше перемычка из литого бетона как будто указывает путь, каким образом можно добиться более благоприятных результатов при подводной кладке бетона. Не подлежит сомнению, что этим способом можно до некоторой степени избегнуть образования вредной для сооружения слоистости и значительно уменьшить возможность неравномерного выщелачивания цемента. В текучей воде бетонировка под водой вообще не может быть выполнена.

Торкретбетон (наброска бетона под давлением) применяется для штукатурки, а в последнее время и для устройства тонких перегородок или железобетонных крыш. Сжатый воздух наносит бетон тонкими слоями, причем часть его, особенно песок и вода, отскакивает и теряется, остальная же приставшая к поверхности масса образует очень крепкий и чрезвычайно плотный слой, который имеет благодаря отходу песка более пригодную консистенцию, чем первоначально приготовленный бетонный состав. Наброска бетона производится двумя способами: способом Торкрета[1], при котором сухая смесь песка и цемента смешивается с водой только у выходного отверстия прибора, и по способу Крафта[2], при котором работа производится совершенно готовым бетоном. Оба способа имеют значение для изоляционных работ, которые будут рассмотрены впоследствии более подробно.

Центробежный бетон применяется для изготовления пустотелых стоек и пустотелых забивных свай. В полую расположенную горизонтально форму помещают пластичный бетон вместе с железной арматурой, и форму быстро вращают вокруг ее продольной оси. Центробежная сила прижимает бетон к стенкам формы, излишек воды стекает. Этот бетон, как и торкретированный, чрезвычайно прочный и плотный.

ж) Химические воздействия на бетон.

1. Характер разрушений.

Случаи разрушения бетонных сооружений в результате химических воздействий грунтовых вод многочисленны. Причиной их служит то обстоятельство, что раньше не были достаточно знакомы с опасностью от вредных примесей грунтовых вод, да и сейчас еще после того, как химические воздействия изучены уже весьма основательно, часто оставляют их без внимания, или недооценивают их значения.

В устройстве фундаментов защита бетона от вредных химических

---

[1] Szillard, Das Torkretverfahren und seine technischen Probleme, Берлин 1925.

[2] „Bauingenieur“, 1924, стр. 32.

НТБ ДНУЖТ

воздействий имеет решающее значение, и потому необходимо с самого начала работ принимать необходимые меры, часто связанные со значительными расходами. Вред особенно велик в таких местах, где вредоносные воды находятся в текучем состоянии, и разрушенные части бетона растворяются или уносятся прочь. Это имеет место следовательно в пределах колебаний уровня текучей поверхностной и подземной воды, а сильнее всего там, где к химическому воздействию присоединяется прибой волн, ледоход и движение песка и камня. Скорее всего идет разрушение сооружений, которые испытывают переменное давление воды в различных направлениях, так что вредная вода различно проходит в бетон. Это имеет место в устройстве шлюзов, доков и других сооружений, расположенных в пределах действия приливной волны. Периодическое чередование увлажнения и сушки ускоряет разрушение.

Литература о химических воздействиях на бетон и растворы выросла за последние годы значительно.

На основе работы д-ра Грюна в справочнике Эмпергера «Железобетонное строительство»[1] составлен краткий обзор влияний воды, с которыми приходится считаться при устройстве фундаментов.

Чистая вода может быть вредна, если она действует в больших количествах па неплотный бетон; она выщелачивает известь из цемента.

Воды, содержащие углекислоту, вредны, если содержание их в воде очень высоко и вода постоянно обновляется; она образует с известью цемента сначала углекислую, а потом двууглекислую известь, которая легко растворяется в воде и выщелачивается. Незначительное содержание углекислоты благоприятствует твердению.

Грунтовые воды, содержащие соли. Все сернокислые соли вредны вне зависимости от того, с каким металлом они образуют соединения. Это особенно касается г и п с а ($CaSO_4$), глауберовой соли (Na_2SO_4) и горькой соли ($MgSO_4$). Остатки серной кислоты в солях образуют с известью и глиноземом кальциево-алюминиевый сульфат, который повидимому имеет состав $Al_2O_3 + 3CaO + 3CaSO_4 + 3OH_2O$ и называется по обозначению, введенному М и х а э л и с о м, «цементный бацилл», так как его вид под микроскопом подобен палочкам бацилл. Кальциево-алюминиевый сульфат принимает при своем образовании воду в количестве свыше половины своего собственного веса, разрывает кристаллизационным давлением бетон и распадается затем с прибавлением новых количеств воды в беловато-молочную массу.

Кроме того для извести вяжущих веществ вредны только те соли, металл которых имеет меньшее химическое сродство с остатком кислоты, чем кальций извести. Остатки кислоты в этих солях соединяются с кальцием в кальциевые соли, которые растворяются водой с разрушением вяжущего вещества. Особенно вредны х л о р и с т ы й м а г н и й ($MgCl_2$) и другие соли магния; известь цемента растворяется водой как хлористый кальций, а слизистые гидраты магния остаются. Поваренная соль (NaCl) и хлористый калий (KCl) в об-

---

[1] „Handbuch für Eisenbetonbau", 3 изд., т. V „Flüssigkeitsbehälter, Rohren. Kanäle", стр. 31 — 71, Берлин 1923. Ср. также K l e i n l o g e l, Einflüsse auf Beton, Вновь перераб. изд., Берлин 1925. По окончании этой книги появился в печати труд названного выше автора статьи в „Handb. f. Eisenbet.": R. G r ü n, Der Beton, Берлин 1926. Эта работа рассматривает главным образом химические воздействия на бетон и меры защиты против них.

ГПБ ДНУМТ

шем не причиняют вреда, тогда как хлористый кальций действует на цемент разрушающе. Также вредны соли аммония, и притом как нитраты, так и хлориды.

Морская вода также содержит в себе вредные соли. Содержание солей в Балтийском море равно приблизительно 0,4%, в Скагерраке примерно 2,4, а в Северном море и в других морях 3,5. Состав солей везде приблизительно одинаков, а именно:

поваренная соль ($NaCl$)	67,5%
горькая соль ($MgSO_4$) . .	13,5%
хлористый магний ($MgCl_3$)	15 5%
гипс ($CaSO_4$)	3,5%

Вредное действие на бетон производит прежде всего горькая соль, затем хлористый магний, образуя упомянутый выше «цементный бацилл». Известь или кальциевый гидроксил цемента под действием углекислоты, которая содержится в воздухе или в текучей воде, превращается в углекислую известь. Тем самым закрывается доступ морской воды внутрь бетона, так что на поверхности образуется как бы защитный слой, действие которого усиливается еще прорастающей морской травой и водорослями. Если бетон твердеет на свежем воздухе, то превращение гидрата извести в углекислую известь, т. е. образование защитного слоя продолжается от 6 до 8 недель. Это обстоятельство должно учитываться при учете срока затопления сооружения водою, а также при забивке железобетонных свай (хотя бы изготовленных с применением высокосортного цемента). Этот защитный слой недействителен там, где происходят механические повреждения поверхности (ударами судов, льдом, морским волнением и т. п.).

Болотная вода содержит обычно гуминовую кислоту: в высоко расположенных болотах (Hochmoor) с углекислотой, в низменных же болотах находится в сильно растворенном состоянии серный колчедан. Гуминовая кислота оказывает небольшое влияние, вреднее углекислота, а особенно серный колчедан (FeS), из которого при доступе воздуха и окислении образуются сульфат железа ($FeSO_4$) и свободная серная кислота (H_2SO_4), причем и сульфат и кислота дают в соединении с известью цемента гипс, разрушающий бетон в результате увеличения своего объема. Известь болотной воды большей частью лишает активности сернистые соединения.

Сточные воды в зависимости от состава бывают более или менее вредными. За исключением многих из названных уже веществ они часто содержат сероводород (H_2S), который образуется при гниении растительных и животных организмов и при соприкосновении с воздухом превращается в серную кислоту. Уносимые сточными водами, особенно городскими, в измельченном состоянии осаждающиеся вещества часто образуют плотный защитный слой, похожий на студень, который затрудняет доступ вредным веществам к бетону.

Масла и жиры не приносят бетону вреда, но если разлагающиеся жиры и масла животного происхождения, то образующаяся при этом кислота очень опасна.

Примеры разрушения бетона очень многочисленны. Сообщения об этих разрушениях можно найти везде, хотя к сожалению по понят-

НТБ ДИИЖТ

ным причинам предпочитают о них умалчивать. Здесь следует упомянуть об обширных опытах, которые были произведены секцией подземного строительства Берлина [1], товариществом Эмшера [2] и Баденским анилиновым и содовым заводом [3], германской комиссией по железобетону [4], и опытах, организованных по поручению прусского министра общественных работ в морской воде на берегу острова Силта [5].

Примером более значительных аварий является разрушение быков моста через р. Эльбу в Магдебурге артезианской водой, в которой были найдены сернокислые соли [6]. Дальнейшие примеры [7] будут приведены при рассмотрении отдельных видов фундаментов.

Разрушения сперва проявляют себя большей частью расслоениями или трещинами в сооружении, наружным разрушением, повреждением облицовки и наконец выпадением разрушенных бетонных частей. Если не наблюдается выступающей влаги благодаря тому, что остатки разрушенного бетона растворяются в воде или уносятся ею, то причина повреждений часто остается неизвестной, и появление трещин приписывается деформации основания. Довольно верным признаком, указывающим на разрушение бетона, является увеличение высоты сооружения; благодаря химическим превращениям наступает часто довольно значительное увеличение объема бетона, сооружения прямо-таки «растут».

2. Меры защиты.

Бетон защищается против химических воздействий прежде всего соответствующим выбором вяжущих веществ. В большинстве случаев химическому воздействию подвергается свободная известь цемента, поэтому следует применять бедные известью цементы с низким гидравлическим модулем или связывать известь прибавлением гидравлических примесей. Железистые портландские цементы, особенно доменный цемент, наиболее подходящи в этом отношении. К портландским цементам следует прибавлять трасс; в качестве примесей подходят также каменная мука, мука из доменных шлаков и материал Si [8]. В морской и болотной воде особенно удачно применяется рудный цемент, который содержит только немного глинозема, но много окиси железа. Заграничные высокосортные глиноземные цементы также отличаются противодействием химическим влияниям.

Нужно обращать особое внимание на то, чтобы свежий бетон и известковый раствор не приходили в соприкосновение с вредной во-

---

[1] Bredtschneider, „Zentralbl. d. Bauv.", 1917, стр. 104. Herrmann, там же, 1923, стр. 1 и 15 (дает хорошее описание химических процессов при разрушении бетона).

[2] Helbing und Bach, там же, 1919 стр. 520; подводящие итоги сообщения Helbing und Bülow, „Bauing.", 1925, стр. 76.

[3] Mohr, „Bauing.", 1925, стр. 284; Goebel, там же, стр. 294.

[4] Defsche Ausschuss fur Eseubetonbau, вып. 49. Gary, Verhalten von Mörtel und Beton im Moor, Берлин 1922.

[5] „Mitteil. des Materialprüfungsamtes", Берлин 1900,. Дополнит. вып. 1, 1909, стр. 239, и 1919, стр. 132. Доклад Гари, выдержка: „Zentralbl. d. Bauv.", 1920, стр. 357.

[6] „Zentralbl. d. Bauv.", 1922, стр. 141 и 148.

[7] Нужно упомянуть о небольшой работе Gassnera, Praktische Sonderfragen bezüglich Betonbauten im Meerwasser (Берлин 1925), которая одна дает в этой области свыше 200 источников.

[8] Handbuch für Eisenbetonbau, изд 3, т. V гл. 1, „Flüssigkeitsbehälter", стр. 11 и сл.

НТБ ДНУЖТ

дой в течение 6—8 недель. За это время известь цемента на поверхности бетона превратится под влиянием углекислоты воздуха в углекислую известь ($CaCO_3$), которая не подвергается химическому воздействию и к тому же способствует дальнейшему уплотнению бетона.

Непроницаемый бетон сам по себе представляет наилучшую защиту от разрушения химическими воздействиями. Вредоносная вода не может проникнуть вглубь такого бетона, тогда как в неплотном бетоне она проявляет свое действие и внутри. Разрушения, начинающиеся в непроницаемом бетоне только с поверхности, продвигаются, особенно при больших массивах фундаментов и гидротехнических сооружений, столь медленно вперед, что они большей частью не играют никакой роли, правда, только в том случае, если этому разрушению не способствуют, положим, неподходящие составные части бетона, например вяжущие вещества с большим избытком извести. Воздействие на поверхности можно отсрочить, уменьшая ее шероховатость.

Если ожидается очень энергичное воздействие, то бетон одевается защитным покровом. Подобные покровы имеют однако значение только тогда, когда они не дают трещин, чего трудно ожидать в фундаментах или гидротехническом строительстве. Даже мельчайшие волосные трещины открывают доступ вредоносной воде и расширяются по мере того, как продвигается разрушение, особенно вследствие разбухания бетонной массы, которое в конце концов может привести к разрушению водонепроницаемой оболочки. Ввиду этого нужно совершенно оставить защиту проницаемого бетона при помощи непроницаемой бетонной оболочки.

Согласно современному опыту правильно составленный непроницаемый бетон достаточно стоек в морской воде, особенно если он имел возможность твердеть в течение 6—8 недель до соприкосновения с нею. Против таких механических воздействий, как удары льда, истирание песка, удары судов, бетон должен быть защищен или должен иметь в тех местах, где можно ожидать механических повреждений, столь значительную толщину, чтобы наступающее с течением времени ослабление не могло угрожать устойчивости сооружения. Железобетон допустим в том случае, если арматура покрыта бетоном по крайней мере на 5—6 *см*[1] и исключена возможность механических повреждений. Железобетонные забивные сваи не должны при забивке повреждаться; малейшая волосная трещинка открывает морской воде доступ к железу; железо начинает ржаветь и разрывает бетон. По той же причине не следует употреблять в железобетонных сооружениях слишком жирных растворов, так как они легко дают трещины при сжатии. Но бетон, само собой разумеется, должен быть непроницаем, т. е. достаточно плотный.

В болотной воде бетон может применяться большей частью с той же надежностью, как и в морской. При неблагоприятных условиях, если имеется высокое содержание серного колчедана и например при переменном уровне воды, когда происходит хорошее проветривание болотистого грунта, может, правда, образоваться деятельная серная кислота в таких количествах, что не устоит даже непроницаемый бетон, особенно если в соприкосновение с ним все время приходит све-

[1] „Zentralbl. d. Bauv.", 1922, стр. 286.

НТБ ДНУЖТ

жая вода. Подобная опасность возникает, если вода, сильно обогащенная вредными веществами, например гипсом, может воздействовать на бетон, особенно энергично оказывая например сильное давление на сооружение и тем самым подкрепляя свое химическое действие. В таком случае необходимо заключить в оболочку даже непроницаемый бетон, если не отказаться от него совершенно, заменив его кладкой из клинкера. Сооружения из клинкера, построенные до начала применения современного бетона, сохранились до сих пор неповрежденными в морской и болотной воде даже при чрезвычайно неблагоприятных обстоятельствах; химическому воздействию может подвергнуться только раствор в швах кладки, да и здесь разрушение будет итти медленно и во многих случаях может быть устранено возобновлением раствора швов. Этот давно испытанный способ, оставленный вследствие дороговизны, будет однако снова применяться в наши дни при устройстве фундаментов цепных сооружений незначительных размеров.

Водонепроницаемые оболочки бетонных сооружений будут рассмотрены далее; здесь нужно сказать только несколько слов об облицовке бетонных сооружений искусственным или естественным камнем. Облицовка рассматривается как универсальное защитное средство, предохраняет же она бетон в действительности только от механических повреждений, а не от химических воздействий; она не может образовать вместе с бетоном монолита, так как имеет совершенно другой коэфициент расширения. Все попытки крепко связать облицовку с бетоном зубчатым соединением, сковороднем или при помощи железных связей, уложенных по швам кладки, обречены на неудачу. Кроме того сомнительно и качество бетона около самой облицовки. Обычное соединение зубцами кладки не допускает достаточной трамбовки бетона, так что при разрушении подобных сооружений приходится большей частью наблюдать за облицовкой большие пустоты и очень плохого качества бетон. Только показанная схематически на рис. 57 ступенчатая облицовка допускает хорошее изготовление бетона, но она обусловливает сквозные рабочие швы на высоте каждой ступени облицовки. По этой причине об облицовке литого бетона не стоит и упоминать, так как главное его преимущество — отсутствие рабочих швов — при этом уничтожается.

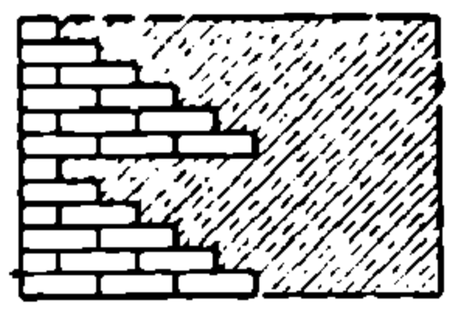


Рис. 57. Ступенчатая облицовка.

Несмотря на наилучшее изготовление бетона за облицовкой, вряд ли удастся когда-либо выполнить самую облицовку таким образом, чтобы на ней не было хотя бы мельчайших трещин.

Она складывается сама по себе до бетона, и его трамбовка мешает схватыванию раствора в швах; швы дают трещины, а более слабые части облицовки выпираются наружу. Такой бетон может вызвать возражения, но дело не только в его изготовлении: движение сооружения вследствие осадки грунта под фундаментом или изменение теплоты и влажности, а также изменение объема во время твердения бетона — все это воспринимается облицовкой совершенно иначе, чем бетоном, и приводит к тому, что облицовка не только отрывается от бетона, но и сама дает трещины. Если при этом получаются хотя бы волосные трещинки, тем не менее вредоносной воде открывается доступ внутрь бетона и начинается прежде всего разру-

НТБ ДИИТ

шение не вполне удовлетворительного бетона непосредственно за облицовкой; расширение разрушаемого бетона отрывает облицовку и тем самым широко открывает дорогу дальнейшему разрушению. К сожалению на основании опыта последних лет следует принять, что у многих приморских сооружений — их воздвигали прежде обычно из проницаемого бетона с облицовкой из кирпича-железняка или тесаного камня — разрушение достигло уже широких размеров, между тем как неповрежденная внешне облицовка часто обнаруживает только незначительные трещины и скрывает разрушения.

При возведении сооружений, которым угрожает вредоносная вода, следовало бы совершенно отказаться от облицовок по той причине, что начало разрушения может ускользнуть от нашего наблюдения.

Особенно нельзя рекомендовать облицовку при употреблении литого бетона, так как она очень затрудняет бетонировку. Правда, в Германии не смогли отказаться от применения облицовки у многих сооружений из литого бетона [1] по той причине, что облицовка, как полагают, охраняет бетон от механических повреждений.

з) Бетон с добавлением трасса и извести.

1. Цементно-трассовый бетон.

Трасс в качестве гидравлического добавочного вещества твердеет только при наличии извести, а в цементно-трассовом растворе — при наличии свободной извести цемента, т. е. выделяемого во время схватывания гидрата извести (CaOH). Так как количество этого гидрата извести колеблется в зависимости от содержания извести в различных цементах, то ясно, что для каждого сорта цемента существует предел добавочного количества трасса, причем если этот предел будет превышен, то избыток трасса будет только заполнять пустоты инертных материалов. К этому пределу следует стремиться в том случае, если по экономическим соображениям желательно заменить трассом возможно большее количество цемента, а также если желательно вполне связать трассом свободную известь цемента, чтобы повысить сопротивление раствора химическим воздействиям. Переходить этот предел было бы бесцельно и невыгодно в экономическом отношении.

Каждому сорту цемента соответствует следовательно известное наиболее благоприятное количество прибавляемого трасса. К сожалению это количество не может быть точно указано, так как вопрос, несмотря на продолжительную борьбу различных мнений, еще не выяснен. Разрешению этого вопроса прежде всего препятствует то обстоятельство, что количество выделяющегося при схватывании гидрата извести в его отношении ко всему количеству содержащейся извести определяется в настоящее время еще различным образом (от 6 до 12 и 30%). Точно так же еще не установлено достоверно [2] количество способной к соединению кремневой кислоты

---

[1] Шлюз Миттелландского канала в Андертене строится из пластичного и литого бетона с облицовкой. Выполненные из литого бетона шлюзы канала Везель-Даттельн облицовки не имеют.

[2] Недостоверность объясняется обилием указаний, способных привести к ошибочным выводам и препятствующих точному определению. Кроме того содержание кремневой кислоты в трассе очень колеблется. Ср. Hamblech, Armierter Beton, 1912, вып. 8.

НТБ ДНУЖТ

в трассе. Были поэтому сделаны попытки получить ответ на вопрос посредством производства опытов, устанавливающих прочность бетона; но при этом возникает то затруднение, что вместе с постепенным увеличением количества прибавляемого трасса состав становится жирнее, и остается сомнительным, вызвано ли замеченное увеличение прочности бетона более жирным его составом или же оно объясняется связыванием свободной извести. Точные сравнения различных по своему составу смесей цемента и трасса можно производить только для растворов с одинаковым суммарным содержанием вяжущих веществ. Но для этого нужно знать, какое количество способной к соединению кремневой кислоты содержит трасс и следовательно какое его количество действует как вяжущее вещество и какое служит только в качестве инертной добавки, заполняющей пустоты.

По той же причине существует различие мнений о возможности замены части цемента трассом без уменьшения прочности бетона или раствора. Теперь как будто установлено, что в одинаково жирной смеси (причем только часть трасса, приблизительно половина, считается вяжущим веществом, а другая половина относится к инертным добавкам, заполняющим пустоты) замена части цемента трассом имеет своим последствием уменьшение прочности. Приводимые в литературе числовые значения сильно отличаются друг от друга [1], но все-таки можно принять, что при средних условиях цементно-трассовый раствор, в котором трасс приблизительно связывает свободную известь цемента, на 15—25% уступает в прочности такому цементному раствору [2].

Уменьшение прочности бетона очень часто допустимо при устройстве фундаментов и возведении гидротехнических сооружений значительных размеров. Тогда следует в каждом отдельном случае проверить, приведет ли действительно замена одной части цемента трассом к удешевлению сооружения, причем должно сравнивать с избранным цементно-трассовым бетоном более тощий, но столь же прочный цементный бетон. Можно предсказать, что этот расчет для работ вдали от места добычи трасса будет не в пользу последнего; например при ценах 1914 г. в Берлине и Эмдене чистый цементный раствор обходился значительно дешевле [3].

Но если бетон должен быть непроницаем, то трасс получает преимущество. Так в 1914 г. цементно-трассового бетона было в Берлине немного, а в Эмдене он был значительно дешевле цементного бетона равной прочности. То же самое установило т-во Эмшера [4] для Дуисбурга в 1925 г. При непроницаемых составах цементно-трассовый бетон, считая от 0,4 до 0,6 ч. трасса на 1 объемную часть цемента, оказался самым дешевым; при более тощих составах дешевле оказывался бетон из доменного цемента. Там, где химические воздействия могут оказать на бетон вредное влияние, чистый портландский

---

[1] Неблагоприятные результаты часто могут быть объяснены слишком незначительной добавкой воды. Ср., между прочим, „Bautechnik", 1926, стр. 189.

[2] Ср. среди других May, Praktische Winke für Zement und Beton, стр. 95—100, Берлин 1925.

[3] Martin, Trasszuschläge zum Zement- und Kalkmörtel, „Beton u. Eisen", 1914, вып. 13—15.

[4] „Bauingenieur", 1925, стр. 87.

НТБ ДНУЖТ

цемент вообще должен считаться непроницаемым, и выбор можно будет сделать только между цементным бетоном из железистого портландского цемента (а еще лучше из доменного цемента) и портландским цементом с прибавкой трасса.

Наряду с хозяйственными соображениями нужно принять во внимание также и следующее: прибавка трасса замедляет схватывание и облегчает тем самым производство работ, требующих значительного промежутка времени для доставки бетона от бетоньерок к сооружению; впрочем современное оборудование работ может обеспечивать своевременную подачу бетона. Более продолжительное время твердения удорожает стоимость опалубки и невыгодно при наступлении морозов. Срок схватывания и твердения бетона с трассом более продолжителен на холоде, чем для обычного цементного бетона, а самый процесс схватывания и твердения прерывается морозом значительно раньше. Липкий трасс сильно загрязняет бетоньерку, но цементно-трассовый раствор пластичнее, чем чисто цементный, и поэтому более подходящ для литого бетона, особенно в подводном бетонировании. Цементно-трассовый раствор лучше для кладки, чем цементный, и менее вреден для рук рабочих [1].

Прибавка трасса повышает сопротивление раствора и бетона на растяжение, а также повидимому и силу сцепления с железной арматурой. Бетон из портландского цемента с прибавкой трасса более эластичен, а потому меньше боится образования трещин от осадки. Это объясняет предпочтение, часто оказываемое ему на горных работах. Он сжимается и расширяется значительно меньше бетона из чистого портландского цемента и развивает также заметно меньше теплоты при схватывании. При всем этом он вряд ли имеет преимущество в сравнении с бетонами на железистом портландском цементе, а особенно на доменном цементе.

Цемент и трасс должны перемешиваться насухо отдельно, прежде чем они придут в соприкосновение с инертными добавками и затворяющей водой, и притом настолько надежно, чтобы каждый бетонный замес имел точно одинаковое количество цемента.

В морском строительстве Германии преобладает следующая пропорция смеси — 1 (объемная) часть цемента на 0,5 части трасса; она принята при сооружении шлюзов в Эмдене [2], Гейстемюнде [3], Гемелингене [4], Гольтенау [5] и Брунсбюттелькуге [6], а также при постройке набережных в Киле [6] и Вильгельмсгафене. При сооружении нового морского шлюза в Имуйдене [7] применяется цементно-трассовый (литой) бетон состава 1 : 0,3 и 1 : 0,4, а в Андертском шлюзе Миттелландского канала — пластичный литой бетон: 1 ч. цемента на 0,3 ч. трасса; недавно законченный шлюз для буксирной тяги в Мюнстере сделан из пластичного бетона: 1 ч. цемента на 0,6 ч. трасса; такой же состав литого бетона в шлюзах канала Везель-Даттельн [8] и набережной

---

[1] „Zeitschr. f. Bauw.“, 1923, стр. 193.
[2] „Zeitschr. f. Bauw.“, 1914, стр. 443; „Zentralbl. d. Bauv.“ 1915, стр. 582.
[3] „Zentralbl. d. Bauv.“, 1924, стр. 322.
[4] „Zeitschr. d. Verb. d. Arch. u. Ing.-Ver.“, 1904, стр. 70.
[5] „Zeitschr. f. Bauw.“, 1913, стр. 318, 1923, стр. 193; „Zentralbl. d. Bauv.“, 1914, стр. 376.
[6] „Bautechnik“, 1923, стр. 369.
[7] „De Ingenieur“, 1924, № 39—40.
[8] „Zentralbl d. Bauv.“ 1926, стр. 110.

НТБ ДНУЖТ

Колумба в Бремергафене (окончены в 1925 г.). Герр ман[1] на основании своих опытов рекомендует соотношение 1 : 0,7.

При выполнении больших сооружений необходимо устанавливать наилучшее соотношение для каждого цемента особо. Если применяется железистый портландский цемент, то для него, соответственно незначительному избытку содержащейся в нем извести, достаточна менее значительная примесь трасса. Доменный цемент большей частью может итти в дело совсем без прибавки трасса; однако прибавка рекомендуется для сооружений, временно находящихся под водой (например сухих доков), так как трасс уменьшает усадку бетона на воздухе. Следует еще упомянуть, что при постройке шлюзов и набережных в Гейстемюнде[3] к доменному цементу прибавлялось $^1/_8$ объемной части трасса, а при сооружении Азенского шлюза на канале Везель-Даттельн — 0,3 части трасса.

С тех пор как железистый портландский и доменный цементы признаны равноценными портландскому, следует отдавать предпочтение этим вяжущим веществам[2] в тех многочисленных случаях, где раньше в целях предупреждения химических воздействий применяли портландский цемент с трассом. Благодаря введению высокосортных и глиноземистых цементов трасс может встретить новых соперников; однако повидимому вполне возможно, что путем соответствующего выбора туфовых каменных пород удается со временем получить и высококачественный трасс, который будет содержать в себе существенно большее количество способной к соединению кремневой кислоты и меньше неспособных к схватыванию составных частей[3].

2. Известково-трассовый бетон.

Трассово-известковый раствор[4] употреблялся еще римлянами при постройках на Рейне; при разборке старых сооружений он обнаруживает изумительную крепость. В новейшее время он особенно широко применялся для водоудержательных плотин и в бетоне морских шлюзов и доков. Раньше трасс всегда смешивали с известковым тестом; в последнее время его мешают также с известковым порошком. Наиболее благоприятная пропорция смеси трасса и извести очевидно та, в которой гидрат извести как раз связывается способной к соединению кремневой кислотой трасса. Хорошо «поспевшее» известковое тесто содержит от 97 до 100% гидрата извести; известковый порошок содержит ее обычно меньше, а если он гидравлический, то и значительно меньше. Содержание в трассе способной к деятельности кремневой кислоты различно, как уже сказано выше.

---

[1] „Deutsche Bauztg.", 1923; „Mitteil". стр. 38, 55 и 75. Доводы Герр манна оспариваются Меем, прив. соч.

[2] Ср. например результаты опытов Баденского анилинового и содового заводов в Людвигсгафене, „Bauing.", 1925, стр. 300.

[3] Ср. по этому поводу „Bauingenieur", 1925, стр. 89 и Bach, „Tonindustrieztg". 1924, №№ 68, 70, 72, 74 и 75.

[4] Martin, Trasszuschläge zum Zement- und Kalkmörtel, „Beton u. Eisen", 1914, вып. 13—15. Michaelis (старший), Kalkmörtel, „Zentralbl d. Bauv.", 1908, стр. 120. Link, Trass usw. in Verbindung mit Kalk- und Portlandzementmörtel, „Zentralbl. d. Bauv.", 1903, № 3. Burchartz, Das günstigste Mischungsverhältnis von Trass zu Kalk, „Mitt. des Materialprüfungsamtes", 1921, вып. 3—4.

НТБ ДНУЖТ

По этой причине и отношение трасса к извести очень различно. Интце принимал при сооружении рейнско-вестфальских водоудержательных плотин на 1 объемную часть трасса $^2/_3$ объемной части известкового теста; то же соотношение было применено при сооружении Эдерской и Диемельской плотин, а также первых построенных с понижением уровня грунтовых вод шлюзов в Гольтенау и Брюнсбюттеле и основанных с помощью водолазного колокола более старых сухих доков в Киле. При сооружении основанных таким же способом новых сухих доков в Киле принимали на 1 объемную часть трасса $^5/_6$ объемной части известкового теста; при погружении бетона, непосредственно в воду во время работ в Бремергафене, в Вильгельмсгафене [1], при постройке первого городского моста в Гамбурге и набережной в Бремене на 1 объемную часть трасса принимали 1 объемную часть известкового теста. В набережных Дюнкирхена и Киля отношение было 1 : 2, при сооружении шлюза в Антверпене 1 : 3. Для чистой жирной извести и трасса среднего качества целесообразны данные Интце: увеличение количества трасса бесполезно, а увеличение извести повидимому допустимо только для гидравлической извести, т. е. содержащей вещества, могущие схватываться вместе с гидратом извести, или там, где избыточная известь может затвердевать на воздухе.

В случае твердения на воздухе, которое едва ли может иметь место при устройстве фундаментов, обычное отношение 1 : 2.

Относительно выгод применения известкового теста в сравнении с известью в порошке мнения разделялись: Меммлер и Бургхартц в «Справочнике по железобетонному строительству» [2] отдают преимущество известковому тесту на том основании, что оно лучше погашено и дает меньше поводов к явлениям расширения. С другой стороны, перемешивание трасса и известкового теста создает практические затруднения, так как перемешивать следует во всяком случае до тех пор, пока нельзя будет больше различить в смеси белых полос извести; но и тогда не удается вполне устранить ее комки. В связи с авариями трассово-известкового бетона в доках и шлюзах Киля и Вильгельмсгафена разбирался и проверялся вопрос о доброкачественности смеси известкового теста. Хотя и не доказано, что эти аварии связаны со способом приготовления извести, все же произведенные опыты [3] показывают, что несмотря на тщательность размешивания всегда остаются в готовой смеси комочки извести величиной в булавочную головку. Эти комочки извести без воздействия трасса или углекислоты воздуха остаются мягкими и могут быть выщелочены водой, расшириться (гипс) под влиянием морской воды или других также действующих грунтовых вод и тем самым служить причиной разрушения бетона. Вопрос о том, оказываются ли справедливыми в действительности эти опасения для непроницаемого раствора или бетона, остается неразрешенным. Согласно вышеуказанным опытам комочки извести повидимому действительно расположены так густо, что бетон должен рассматриваться как проницаемый, пустоты которого заполнены гидратом извести, а следовательно

---

[1] Ritzmann, Trass-Kalk-Sandmortel, Гейдельберг 1907.

[2] Handbuch f. Eisenbetonbau", 3 изд., т. II. „Der Baustoff und seine Bearbeitung", стр. 24. Берлин.

[3] „Zeitschr. f. Bauw.", 1913, стр. 343 и сл.

НТБ ДНУЖТ

он как бы обречен на разрушение. С другой стороны, при сооружении многих плотин не было замечено вымывания еще не схватившейся извести. Со времени упомянутых аварий трассово-известковый бетон повидимому более уже не применялся в Германии для приморских сооружений.

Если употребляется известь в порошке, то эти сомнения отпадают, но в свою очередь возникает сомнение, что порошок недостаточно загашен и может проявиться его вспучивание. Ввиду этого Притце[1] на основании опытов, произведенных им при сооружении шлюза в Гольтенау, предлагает гасить обожженную известь на месте работ в закрытых барабанах при давлении в 8 *кг/см*^{2}; этот способ имеет всеобщее распространение на известковых и кирпичных заводах и считается безупречным. За последнее время известковый порошок применялся для более значительных сооружений при цементно-трассовом известковом бетоне, так что несмотря на отмеченные сомнения он по всей вероятности пригоден и для трассово-известкового бетона. Порошок гидравлической извести дает экономию в трассе; кроме того приготовление бетона на месте более значительных строительных работ обходится существенно дешевле, так как гашение извести требует места и расходов.

Из трасса и извести можно изготовлять наиболее дешевые непроницаемые раствор и бетон. Трассово-известковый бетон также хорошо противостоит химическим воздействиям, как и цементно-трассовый бетон. Он твердеет значительно медленнее, особенно в холодную погоду (затвердевание совершенно прекращается уже при 3—4° тепла) и требует ввиду этого больше опалубки, но он менее чувствителен к морозу, оказывает большее сопротивление растяжению, эластичнее и благодаря медленному отвердеванию и большей эластичности менее страдает от осадки грунта под фундаментом и температурных влияний, не давая трещин, а поэтому употребляется с особой выгодой для плотин и в горном строительстве. Трассово-известковый бетон пригоден в общем только для массивных стен большой толщины и незначительной начальной прочности. Для железобетона применение трассово-известкового бетона следовательно исключается, хотя сцепление его с железом не меньше цементного бетона. Со временем он приобретает значительную прочность.

Если применять известковое тесто, то бетон большей частью оказывается пластичным, но при употреблении известкового порошка можно без затруднений получать и трамбованный бетон. Швы отдельных слоев трамбования связываются между собою вследствие продолжительного схватывания сравнительно хорошо, но есть опасение, что внутри слишком мало воды, необходимой для схватывания, тем более что благодаря непроницаемости бетона вода, которую можно было бы прибавить, не имеет доступа внутрь кладки.

Трассово-известковый бетон весьма пригоден для литого бетона, но он как бы специально создан для непосредственного погружения в воду; благодаря липким свойствам как извести, так и трасса неизбежное образование мути при погружении в воду у него менее значительно по сравнению с другими видами бетона, так что отдельные слои довольно сносно связываются между собой, хотя связь тем не

---

[1] „Z. d. v. d. I.", 1913, стр. 1302.

НТБ ДНУЖТ

менее и остается недостаточной; кроме того в известково-трассовом бетоне встречается меньше всего дефектных мест, в которых вяжущие вещества вымыты и отделены от гравия.

В качестве одной из предполагаемых причин аварий при сооружении доков и шлюзов в Киле и Вильгельмсгафене можно указать на влияние сжатого воздуха, который мог помешать схватыванию бетона, так как бетон укладывался под водолазным колоколом слоями около 1 *м* под давлением, которое соответствовало по меньшей мере давлению воды у нижнего края колокола. С удалением последнего давление в верхней части слоя уменьшалось, и воздух, находившийся в бетоне, должен был расшириться; он не мог беспрепятственно выйти через плотный бетон и возможно, что он повредил бетон. Ввиду этого О. Франциус[1] и Бреннеке[2] рекомендуют для работ под водолазным колоколом при повышенном давлении пластичный или же литой бетон, в котором не содержится воздуха. Для бетонной кладки под повышенным давлением в кессонах рекомендуется по тем же причинам избегать трамбованного бетона.

3. Цементно-трассово-известковый бетон.

Продолжительность твердения трассово-известкового бетона является причиной, по которой он применялся только в определенных случаях — в плотинах и для подводной кладки значительных морских сооружений; примесь цемента может значительно ускорить процесс твердения. Смесь цемента, трасса и извести имеет следовательно сравнительно со смесью трассово-известковой преимущество большей начальной прочности, а по сравнению с цементно-трассовой — большей непроницаемости, при одинаковой стоимости. Она соединяет преимущества обеих смесей, но имеет те недостатки, которые сопутствуют извести и которые уже рассматривались подробно при рассмотрении трассово-известкового раствора.

Для ускорения схватывания и твердения к трассово-известковому раствору издавна прибавляют цемент; в таком случае этот раствор можно употреблять и в более слабых частях сооружений. Цементно-трассово-известковый бетон часто применялся поэтому в устройстве плотин и других гидротехнических сооружений; ввиду эластичности за последнее время он применяется в горных районах, подверженных осадкам.

Соотношение частей цементно-трассово-известкового раствора правильно в том случае, когда находящийся в нем трасс связывает не только известь, входящую в состав смеси, но и свободную известь цемента. Его целесообразно рассматривать как смесь трассово-известкового и цементно-трассового растворов. Отношение между цементом, трассом и известью по объемным частям, применённое при некоторых более новых сооружениях, указано в табл. 17.

Линк[3] советует смешивать трассово-известковый раствор из 1 объёмной части трасса и $^2/_3$ объемной части известкового теста с цементно-трассовым раствором состава 1 : 0,6, прибавляя больше или меньше цементно-трассового раствора в зависимости от того, жела-

---

[1] „Zeitschr. d. Verb. d. Arch. u. Ing.-Ver.“, 1912, стр. 34 и 50.
[2] Там же, стр. 118.
[3] „Zentralbl. d. Bauv.“, 1909, стр. 18.

НТБ ДНУЖТ

Таблица 17.

	Цемент	Трасс	Известковое тесто	Известковый порошок
Рейнско-Вестфальские плотины . .	0,5—1,0	1,0	2/3	—
Шлюз Генрихсбург, шлюзы Дортмунд-Эмсского канала [1]	1,0	1,5	2/3	—
Плотина Мюльденбургской долины [2] (Фохтланд), известковый раствор	0,6	1,9	1,0	—
бетон	1,0	1,9	1,0	—
Шлюзы канала Рейн-Херне [3], включая второй шлюз около Дуисбурга [4]	1,0	2,0	—	1,25
Плотина Шварценбахской долины (Шварцвальд) . .	1,0	0,8	—	0,4

тельно ли получить бо́льшую прочность или бо́льшую непроницаемость. Таким образом получают например:

1 ч. цемента : 2 ч. трасса : 1,0 ч. известкового теста

или

1 ч. » : 3 ч. » : 1,6 ч. » »

Меммлер и Бурхартц [1] в «Справочнике железобетонного строительства» предлагают:

1 ч. цемента : 3 ч. трасса 3 ч. гидрата извести, т. е. значительно больше извести.

---

[1] „Zeifschz. f. Bauw", 1913, стр 527.
[2] „Bauingenieur". 1925, стр. 443.
[3] „Zeisfchr. f. Bauw. 1913, стр, 338.
[4] „Bauiugenieur" 1925, стр, 107.
[5] 3-е изд. т. II „Der Baustoff" и т. д., стр. 24, Берлин 1921.

НТБ ДНУЖТ

ЧАСТЬ ТРЕТЬЯ

СВАИ И ШПУНТОВЫЕ СТЕНКИ.

1. Деревянные сваи.

а) Длина свай.

Различают сваи, углубленные в грунт всеи своеи длиной или немного выступающие над поверхностью, и сваи, открыто возвышающиеся в воде или над нею. Назначение свай может быть двоякое: 1) либо передача нагрузки от сооружения через слабый грунт на прочное основание, 2) либо же уплотнение под сооружением слабого грунта, увеличение его сопротивления и передача ему нагрузки посредством трения по поверхности свай. Положение прочного грунта основания в первом случае должно быть достаточно точно определено бурением с тем, чтобы на основе этих данных можно было с уверенностью назначить соответствующую длину свай. Во время бойки необходимо следить за отказом свай и заносить наблюдения в журнал свайной бойки с тем, чтобы сразу судить об изменениях прочного грунта.

Длину свай следует назначать таким образом, чтобы они своими концами входили в прочный грунт основания по крайней мере на глубину 1 *м*, а если они должны работать и на растяжение, то на 3 *м*; сверх того необходимо проверить длину свай [1]. Забивные сваи не превосходят по длине 20—25 *м*, и только в исключительных случаях встречаются и более длинные сваи, так как получение их затруднительно и связано с большим расходами.

б) Толщина свай.

Диаметр свай зависит от нагрузки, которую они воспринимают: предельный диаметр около 45 *см*. Более толстые сваи невыгодны по тем же причинам, как и очень длинные; полностью углубленные в грунт в общем могут быть тоньше, так как грунт препятствует их изгибу, а также защищает от внешних воздействий. При таких условиях диаметр сваи длиной от 3 до 4 *м* следует принимать в среднем 24 *см*, а для каждого лишнего метра длины увеличивать диаметр примерно на 1½ *см*. Открытые сваи длиною 6 *м* в обычных условиях имеют диаметр приблизительно 30 *см*, на каждый лишний метр длины свай диаметр увеличивается на 1½ *см*. Согласно этим пра-

[1] См. об этом часть III, отд. 8, „Сопротивление свай".

НТБ ДНУЖТ

вилам средние диаметры в 30, 35, 40 и 45 *см* соответствуют в обычных условиях открытым сваям длиной около 6, 9, 13 и 16 *м* и углубленным в грунт сваям длиной около 8, 11. 13 и 18 *м*.

в) Обделка нижнего конца свай.

Деревянные круглые сваи забиваются обычно тонким концом (вершиной) вниз; сопротивление забивке и несущая способность свай в этом случае больше, чем при забивке комлем. Кроме того верхние свободно стоящие концы свай, требующие плотничной обработки и подвергающиеся изнашиванию, имеют при таких условиях большую толщину. Сваи, которые должны воспринимать растягивающие усилия, иногда забиваются комлем вниз; однако от этого приходится отказываться, потому что тонкий верхний отруб после обработки часто подвергается повреждениям во время забивки [1].

Увеличение сопротивления на растяжение однако возможно в том случае, если бы свая не забивалась, а опускалась посредством подмыва; при забивных же сваях в результате движения их вниз комлем грунт в непосредственном соседстве со сваей подвергается значительному ослаблению. Забивка комлем недлинных свай может иметь место в глинистом или глеевом грунте. Эти грунты уплотняются забивкой свай частоколом, однако уплотнение в грунте можно довести только до определенного предела. После предела уплотнения дальнейшая забивка свай вызывает выпучивание грунта вверх между сваями; при этом увлекаются и сваи, даже если они входят своими концами в песчаный грунт, причем иногда сопротивление их значительно уменьшается. Сваи, забитые комлем вниз, в подобном случае не приподнимались бы, а скорее, наоборот, вдавливались бы уплотненным глинистым грунтом вглубь.

Остриям свай лучше всего придавать четырехгранную форму (рис. 58). Трехгранные острия более противодействуют вращению свай, однако более острые ребра их легко подвергаются повреждениям. 6- или 8-гранные острия иногда применялись раньше, но такая обделка дороже и не представляет никаких выгод. Длина острия от ½ до 2 диаметров сваи. Длинное острие следует применять только в мягком, податливом грунте; чем крепче грунт, тем тупее должно быть острие. Это справедливо в особенности для крупного гравия и гальки. Ребра острия должны быть обделаны на фаску, и самое острие притуплено. Необходимо следить, чтобы острие было направлено по оси сваи, так как в противном случае свая не может строго сохранить данное направление. При косом направлении свай острие должно быть направлено по оси, проходящей через центры поперечных сечений нижнего и верхнего концов сваи.

В грунтах, оказывающих особенно сильное сопротивление забивке сваи, концы свай укрепляются специальными железными башмаками. Польза их сомнительна, так как трудно соединить достаточно прочно башмак со сваей [2].

---

[1] Опыты в Гамбургской гавани описаны P a n u m u. E h l e r s в „Jahrbuch de Hafenbautechnischen Gesellschaft“, 1919, стр. 79.

[2] О значении свайных башмаков в „Zentralbl. der Bauverw.“, 1904, стр. 278, 324, 388.

НТБ ДНУЖТ

На рис. 59 показана деформация железного башмака обычной прежней конструкции при забивке свай в крупный гравий или гальку; если башмак косо попадает на препятствие, то сначала он немного отгибается и несколько ослабевают скрепления; ослабление может быть незначительным, но этого уже достаточно для того, чтобы погнуть гвозди или вдавить их в дерево. Даже при небольшом отклонении свайного башмака дальнейшая забивка сваи отжимает башмак все больше в сторону, изгибает и отрывает наконец от сваи, причем тогда разрушается и конец сваи. Таким образом башмак не только не предохраняет деревянной сваи, но напротив является главной причиной разрушения ее конца. Поврежденный конец при дальнейшей забивке большею частью совершенно размочаливается.

В тех более редких случаях, когда сваи наталкиваются на препятствие как раз по оси, башмак едва ли дает преимущество, так как



Рис. 58. Острие деревянной сваи.



Рис. 59. Нерациональный башмак в крупном гравии.

почти безразлично, встречает ли дерево сопротивление в грунте или в башмаке. Башмак передает силу, которая вызывает расщепление сваи, и наконец сам вдавливается в тело сваи, ускоряя ее разрушение (рис. 60).

При однообразном плотном грунте с большим сопротивлением, как например крепкая глина или мелкий песок, применение свайных башмаков согласно опытным данным не дает каких-либо выгод. Неоднократно было замечено, что сваи с башмаками идут в грунт не лучше, чем сваи без них; если же и есть облегчение, то настолько незначительное, что не оправдывает расходов.

Тем не менее употребление свайных башмаков может быть целесообразным в гравии или гальке с очень острыми гранями, повреждающими незащищенные концы свай. Башмаки выгодны и в тех случаях, когда при забивке свай встречаются препятствия, как например старые деревянные ростверки, фашинные сооружения, стволы деревьев, как это часто наблюдается в германских речных долинах. Наконец свайные башмаки применяются и для того, чтобы углубить сваи приблизительно на глубину 0,50 *м* в мягкий скалистый грунт[1]. В этих случаях можно рекомендовать башмаки, представленные на рис. 61 (*a*—*c*). Рис. 61 *a* — к стальному острию башмака длиною около

[1] При постройке моста через р. Неккер на линии Шлирбах-Цигельгаузен, „Deutsche Bauztg.“, 1915, стр. 61.

НТБ ДИИЖТ

5 *см* приварены 4 лапы из тонкого сварочного железа; они прибиваются гвоздями к острию сваи, обделанному в виде пирамиды; дыры в лапах овальные. Гвозди должны забиваться у верхнего края этих дыр для того, чтобы наконечник башмака при забивке мог вдавливаться в дерево, не повреждая гвоздей. Рис. 61 *b* представляет подобный башмак с более широкими лапами для лучшего охвата дерева; овальная форма отверстий целесообразна и в этом случае. Изображенный на рис. 61 *c* башмак окружает острие деревянной сваи конусом сварочного железа с приваренным стальным острием 6—8 *см*. Четыре полосы, приваренные к чехлу и загнутые кверху, служат для лучшего скрепления со сваей.

Следует кстати упомянуть еще об одном типе свайного башмака, который применяется в Кольбергском порту. Башмак снабжен



Рис. 60. Размочаливание сваи с башмаком.

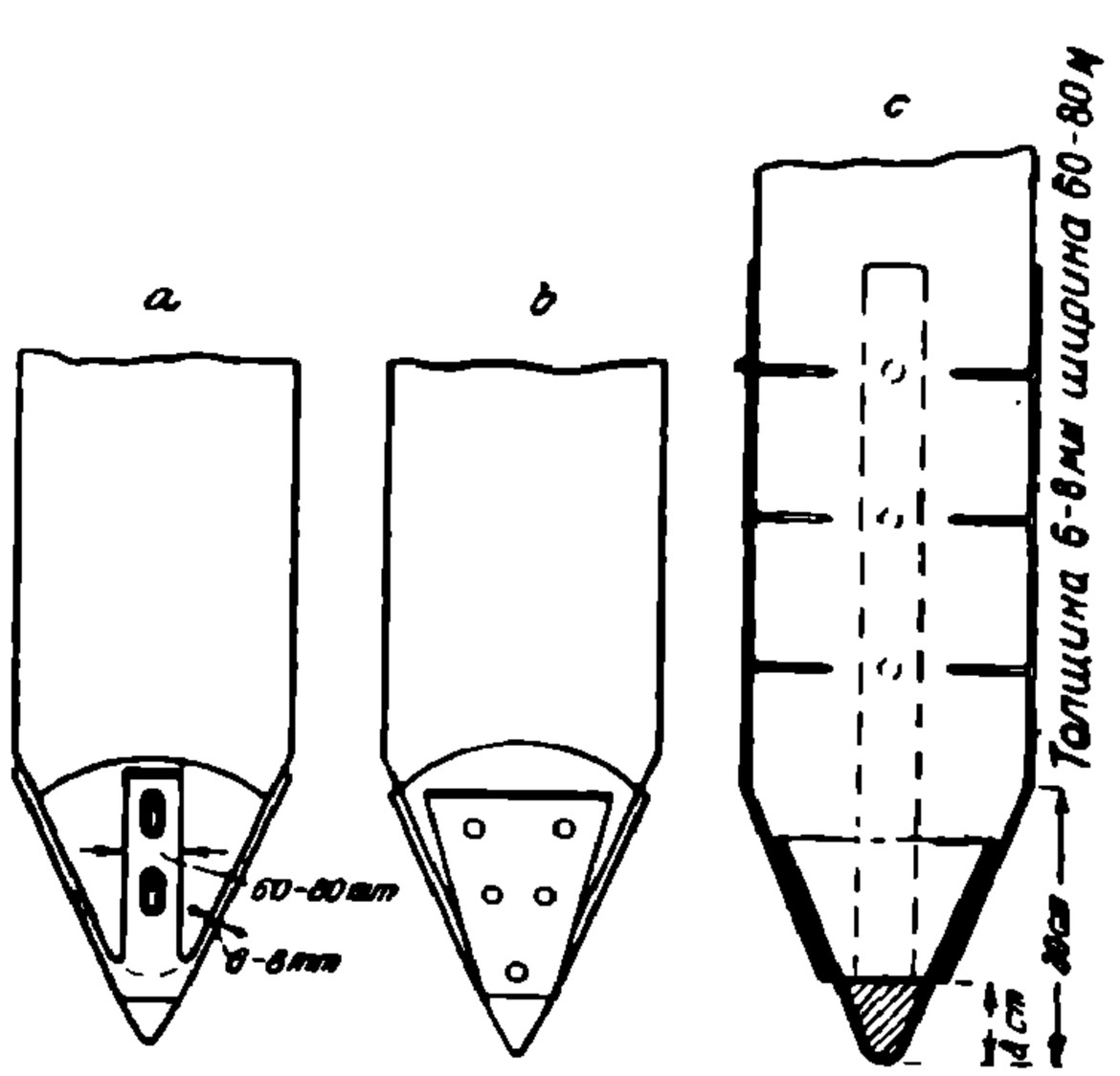


Рис. 61. Башмаки для свай.

вместо острия лезвием длиною в 8 *см*, а в остальном имеет такую же конструкцию, как и изображенный на рис. 61 *a*, но вместо четырех лап у него их две. Деревянная свая заканчивается тупым концом. Подлежащая замене свая по возможности глубже спиливается водолазами, пропиливается сверху, и в этот пропил упирают лезвие башмака; забиваемая вслед затем свая раскалывает старую. Этот способ имеет то преимущество, что новая свая в точности занимает место старой.

Прежде чем приступить к заготовке свайных башмаков, нужно во всяком случае произвести пробную бойку свай и извлечь их затем из земли, чтобы исследовать состояние башмака; для сравнения необходимо забить также сваи и без башмаков. После многих неудачных результатов при испытании башмаков применение их можно рекомендовать только в том случае, когда пробная бойка докажет их целесообразность. Следует обратить внимание на то, что стоимость башмака достигает от $^1/_4$ до $^1/_2$ стоимости сваи вместе с забивкой. Свайные башмаки можно делать только солидной прочной конструкции, причем острия не должны быть длиннее 1—$1^1/_4$ диаметра тонкого отруба деревянной сваи. Башмак следует подгонять и укреплять по оси свай; точность пригонки необходимо проверить шаблоном.

НТБ ДИИЖТ

г) Голова сваи.

Для защиты головы сваи на нее надевают бугель — прочное кольцо сварочного железа; бугель сваривается не впритык, а внахлестку с концами, возможно далее заходящими друг за друга, так как в противном случае легко лопается в месте сварки. Бугель следует делать коническим с уклоном $^1/_{20}$; при более значительном уклоне он соскакивает (рис. 62); высота его от 6 до 12 *см*, а толщина от 2,5 до 5 *см*. Голова сваи должна быть соответственным образом обделана. Бугель нагоняется не вполне заподлицо с верхом сваи, и только под ударами бабы он вдавливается настолько, что приходит в одну плоскость с торцевой поверхностью. После этого волокна дерева в голове сваи уплотняются, так что бугель не может отделиться от сваи. Верхняя торцевая поверхность сваи под бабой должна быть гладкой; если она сильно размочаливается при бойке, следует ее немного срезать; вследствие размочаливания действие удара на сваю может уменьшиться наполовину.

д) Наращивание свай.

Если свая при забивке не дает требуемого отказа, то может встретиться необходимость ее удлинения наращиванием. Всякое соедине-

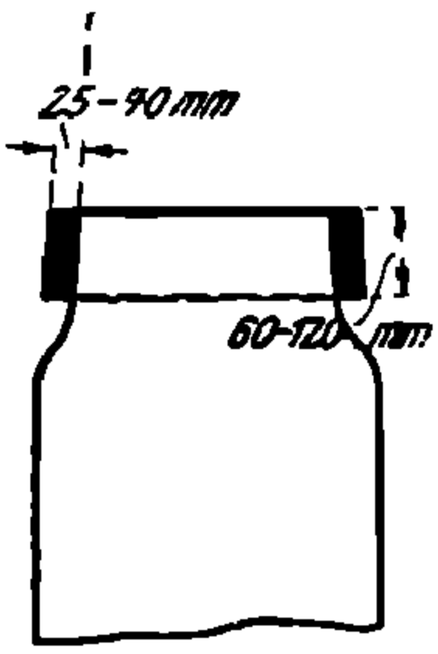


Рис. 62. Бугель.

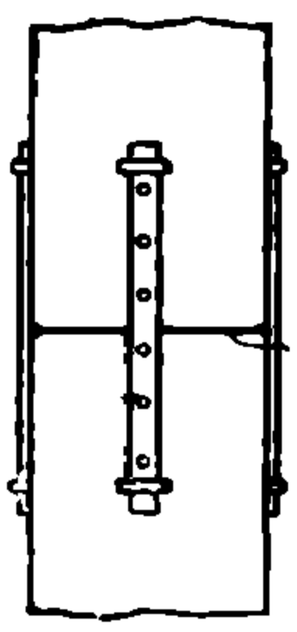




Рис. 63. Наращивание свай.

ние всегда представляет собой слабое место, и поэтому наращивание должно допускаться только в случае крайней необходимости. Можно делать сопряжение вполдерева, скрепляя обе его половинки двумя болтами, либо же применять соединение впритык с накладками, вертикальным заершенным штырем по середине с хомутами (рис. 63). Между торцевыми поверхностями обеих свай для уменьшения смятия дерева следует прикладывать листовое железо.

е) Сваи, работающие на растяжение.

Для того чтобы придать сваям большее сопротивление на растяжение, к ним прикрепляли на определенных расстояниях при помощи врубок замком с зубом деревянные подушки, скрепляя их при этом; не следует рекомендовать такое устройство, так как в случае ржавления болтов подушки не проявляют более своего действия; кроме того они могут быть сдвинуты уже во время забивки и становятся тогда почти бесполезными.

НТБ ДИИЖТ

Лучшее решение запатентовано строительной фирмой Т. Мебуса в Шарлоттенбурге. По этому способу в кольцеобразную выкружку укладывается схватывающее сваю железобетонное кольцо (рис. 64). На основании опытов, которые были произведены во время постройки моста им. Гроховского в Берлине, сопротивление выдергиванию деревянной сваи с таким кольцом увеличивается в 1½ раза, при этом не следует слишком ослаблять сваю кольцом.

Следует заметить, что при свайной конструкции, работающей на растяжение, важной деталью является сопряжение головы сваи с самим сооружением. Осуществить это ответственное сопряжение часто представляется затруднительным, принимать же меры к повыше-

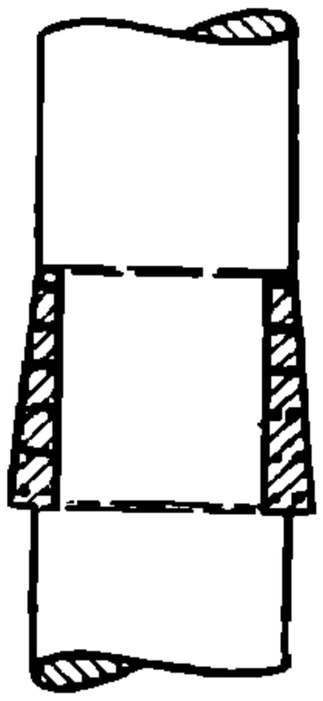


Рис. 64. Деревянная свая с железобетонным кольцом для растягивающих усилий (герм. пат. Мебуса).

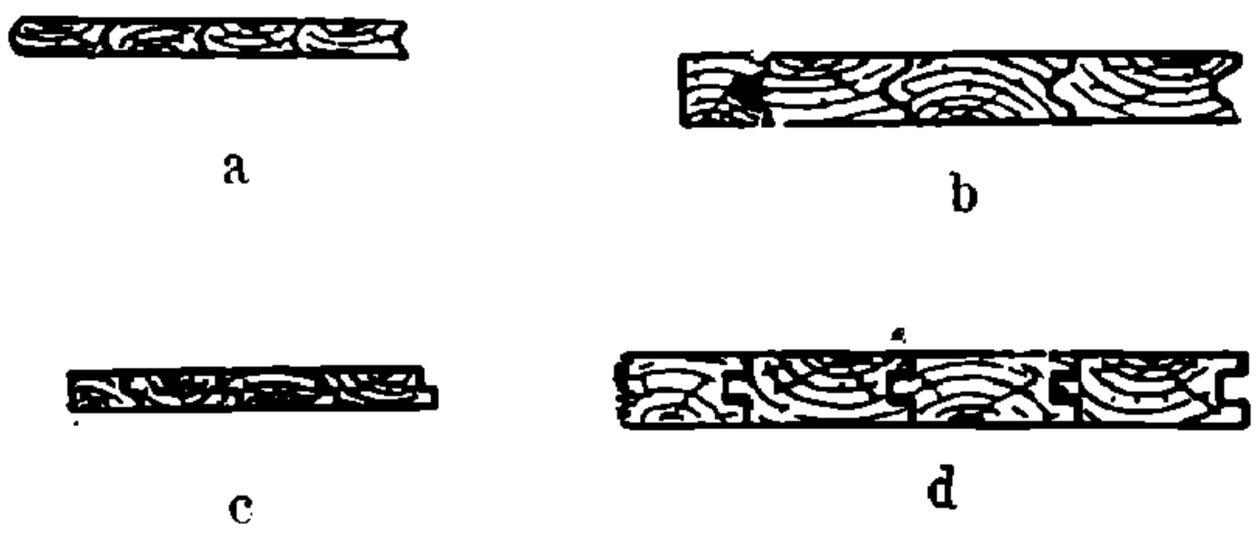


Рис. 65. Форма деревянного шпунта:

a) треугольный шпунт, *b*) четверть, *c*) прямоугольный шпунт, *d*) трапецоидальный клинчатый шпунт.

нию сопротивления самих свай растягивающим усилиям бесполезно, если нет уверенности в надлежащей передаче всей растягивающей силы на сваю.

2. Деревянные шпунтовые стенки.

a) Устройство шпунта.

Шпунт делается треугольной формы (по рис. 65, *a*) или вчетверть (по рис. 65, *b*) до толщины 8 *см* и в крайнем случае 10 *см*. При толщине свыше 8 *см* в общем применяют обычный прямоугольный шпунт (рис. 65, *c*) и реже трапецоидальный клинообразный (по рис. 65, *d*). Стенки толщиной свыше 26 *см* устраивают без шпунта, забивая обделанные на 4 канта брусья друг около друга; в этом случае отказываются от шпунта, потому что толстые шпунтины при забивке легко вывертываются и ломают гребни. Так например, в гамбургском порту шпунты делаются только при толщине стен, не превышающей 26 *см*[1]. Прямоугольные брусья, даже если они несколько выворачиваются во время забивки, достаточно плотно прилегают друг к другу. Может оказаться выгодным в случае толстого шпунта обделать только верхнюю его часть; так как в особо трудных условиях шпунт находится в нижней части, то таким путем предупреждается его повре-

[1] „Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft", 1919, стр. 79.

НТБ ДНУЖТ

ждение, а прочное заострение брусьев и шпунт верхней части все же достаточно обеспечивают направление шпунта.

Прямоугольный и трапецоидальный шпунты обделываются таким образом, чтобы как паз, так и обе щеки были равны трети толщины бруса. Рекомендуется придавать гребню толщину на 3—4 *мм* меньше, а на ширину прибавлять от 2 до 4 *мм* против глубины паза [1]. Тогда гребень вдавливается в паз и увеличивает непроницаемость шпунтины.

В настоящее время пазы и гребни шпунта выбираются и наруба-ются все чаще машинным способом, и шпунтины в готовом виде доставляются на место работ. Однако обделку острия головы целесообразно производить на месте работ. Для предохранения гребня шпунтовые ряды забивают обыкновенно пазом вперед; в таком случае гребень входит в паз сверху и очищает его от заклинившихся в нем случайно камней и других препятствий. Для того чтобы он

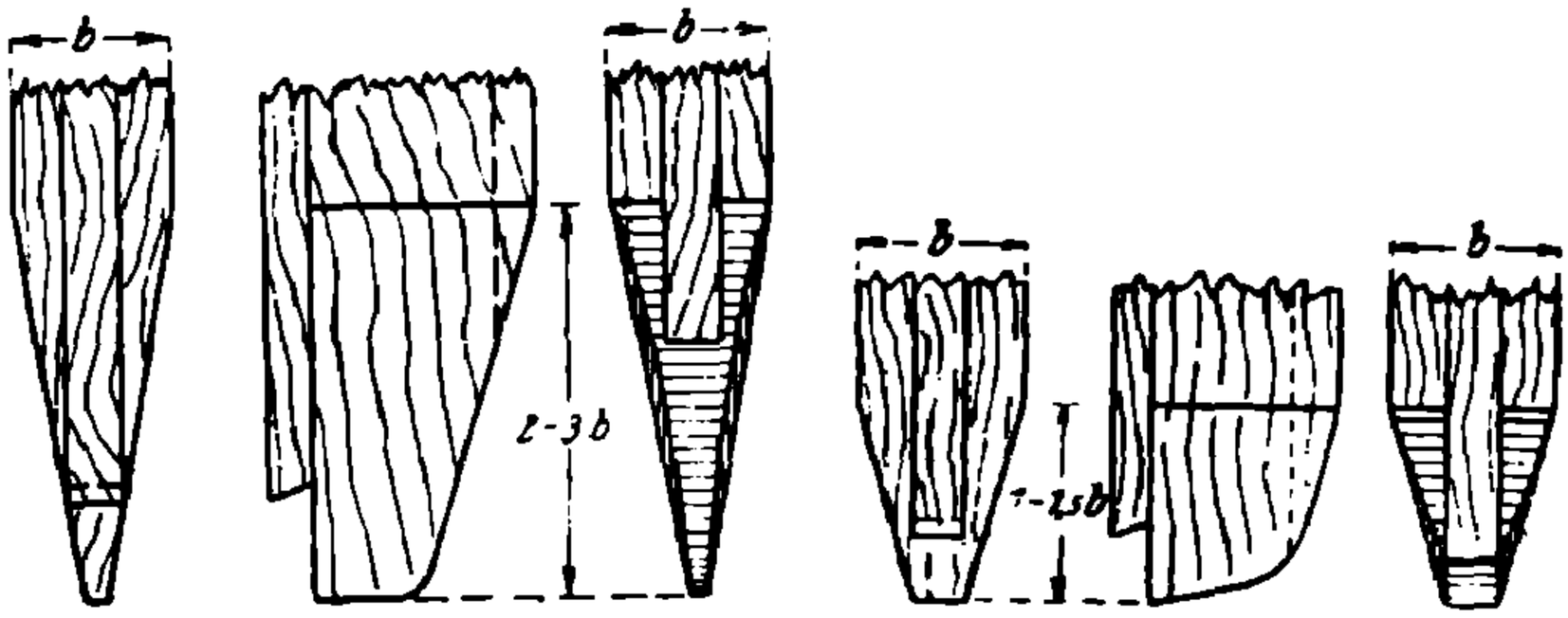


Рис. 66. Заострение шпунта:
a) для легкаго грунта, b) для труднаго грунта.

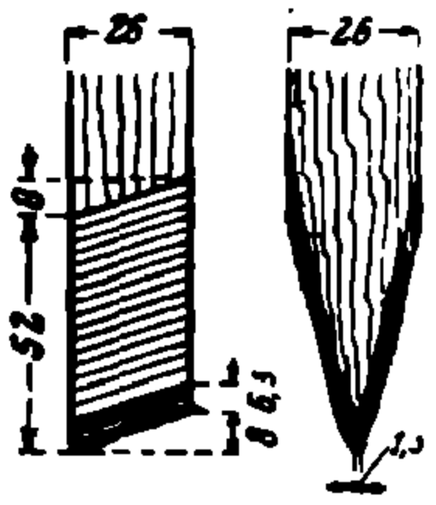


Рис. 67. Заострение пластины для шпунтовой стенки.

легче мог выполнять эту задачу, гребню придают у нижнего конца шпунтины небольшой скос (рис. 65, *c* и 66).

Гребни должны иметь одинаковую толщину и ширину. однако не следует делать их шире 5 *см;* гребни шире 5 *см* вызывают только излишние расходы и не увеличивают плотности стенки. Необходимо обращать внимание на то, чтобы паз и гребень располагались посредине толщины бруса. Как паз, так и гребень должны иметь правильные острые кромки. Жуковина может быть допущена только со стороны паза, т. е. на наружных кромках щек. Однако и здесь она не должна превышать от 2 до 3 *см*, считая по косому направлению.

В прежнее время довольно часто снабжали шпунтины пазами с обеих сторон и вставляли особый гребень из дерева более твердой породы. Такая конструкция оказалась удовлетворительной при буковом дереве [2], в других же случаях не может быть рекомендована несмотря на экономию в дереве, так как гребень часто ломается.

б) Заострение.

В легком грунте острию придают форму, показанную на рис. 66*a;* длина его равна двойной или тройной толщине шпунтины; в более

---

[1] Такое устройство применено например в Штеттине („Zentralbl. d. Bauv." 1901, стр. 571) и постройке шлюза № 1 канала Рейн-Херне („Bautechnik", 1926, стр. 569).

[2] См. стр. 73—74. Подробнее „Zentralbl. d. Bauv.", 1889, стр. 472.

НТБ ДНУЖКТ

трудно проходимом грунте острие короче (рис. 66, *b*), и по длине равно толщине шпунтины или во всяком случае не превышает ее более чем в 1½ раза. В последнем случае лезвию придают некоторый наклон для того, чтобы усилить влияние скашивания с передней стороны и прижимать во время бойки шпунтину к забитой ранее. Брусья ни в коем случае не следует заострять слишком остро; лезвие должно быть тем шире, чем большее сопротивление оказывает грунт. Следует обращать внимание на точность работы при выполнении заострения шпунтин в той же мере, как и при заострении отдельных свай.

Заострение брусьев свайной стенки делают согласно рис. 67. Уклон лезвия на основании опытных данных, полученных при постройке моста через Вислу в Торне [1], целесообразно делать равным для песка 1 : 4, а для мягкого глинистого грунта 1 : 2.

Что касается укрепления шпунтин железными башмаками, то остается в силе все сказанное выше относительно башмаков для свай.

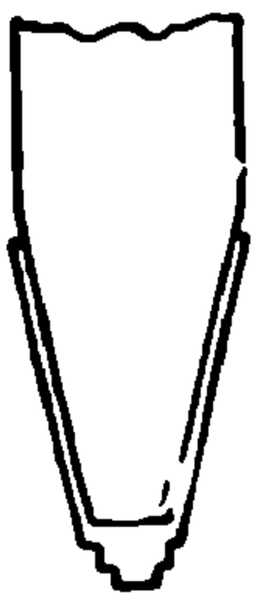


Рис. 68. Железный башмак для забивки деревянных шпунтовых пластин.

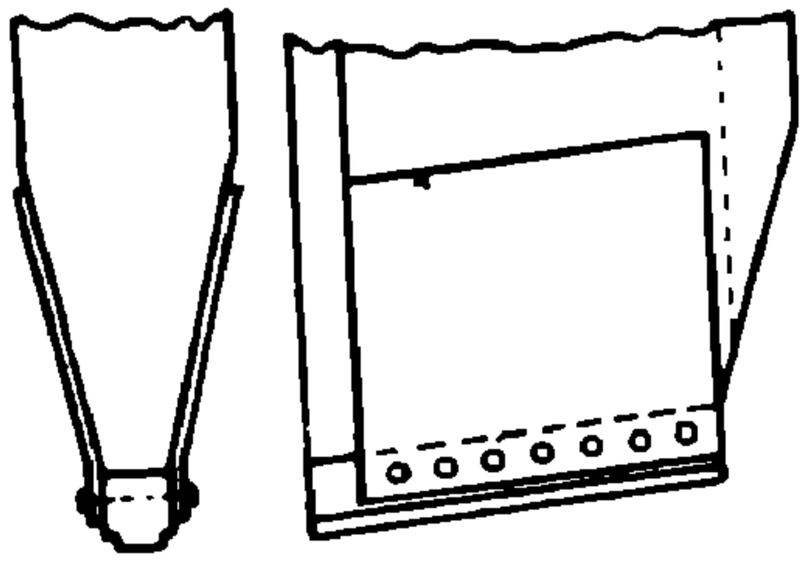


Рис. 69. Клепаный железный башмак для забивки шпунтовых пластин.

Однако неблагоприятные свойства башмака шпунтин вследствие незначительной его толщины проявляются сильнее, чем у круглых свай. Как указано раньше, башмаки целесообразны только в особенно угловатом гравии или гальке при наличии таких препятствий в грунте, как дерево, и то только на основании опытов, подтверждающих их выгодность и пригодность. Проще всего конец бруса отделать по рис. 66 и обить листовым железом толщиною 2—3 *мм* [2]. Пазы и гребни должны при этом оставаться свободными; сверх того в случае забивки парных брусьев железный лист не должен охватывать оба бруса сразу, но каждый из них в отдельности, так как при неодинаковом движении брусьев железо может отстать. Более прочный башмак для забивки шпунтовых брусьев представлен на рис. 68 и 69 [3]. Острие башмака ступенчатое; с боков оно имеет только вертикальные поверхности. Это устройство предполагает возможность дробить препятствие ребрами башмака, особенно камни, на которые острие наталкивается, а не скользит, что может вызвать отклонение башмака в сторону и отрыв его от дерева. Башмак прокатывается из одного куска металла (рис. 68), либо же изготовляется с приклепанными накладками (рис. 69); в последнем случае лезвие башмака про-

[1] „Zeitschr. f. Bauw.", 1876, стр. 44.
[2] „Zentralbl. d. Bauv.", 1904, стр. 279.
[3] „Zentralbl. d. Bauv.", 1913, стр. 707, рис. 4, 5 и 6.

НТБ ДНУЖТ

должается в сторону настолько, что закрывает и предохраняет гребень шпунтины. Башмак этот (германский патент) надо считать значительно лучше обычных прежних и рекомендовать для гравия и гальки; как он себя оправдает на деле, покажет будущее.



Рис. 70. Спаренная шпунтовая пластина.

в) Голова шпунта.

На голову шпунтины надевается бугель таким же образом, как и на голову подлежащей забивке круглой сваи. Особых замечаний по этому вопросу не имеется.

г) Спаренные брусья.

При забивке шпунтов две шпунтины соединяются, как правило, в спаренную шпунтину, и лишь более толстые брусья забиваются отдельно. Соединенные брусья шпунта сближают при помощи зажимов крепко друг с другом и затем оба бруса соединяют между собою железными скобками на расстоянии 1—1,5 *м*; на оба бруса надевается общий бугель (рис. 70); гребень в середине спаренной шпунтины можно делать меньшей ширины (1,5—2 *см*). Если же непроницаемость стены не нужна, то обходятся вовсе без гребня.

д) Толщина шпунта.

Толщина шпунтовой стенки определяется расчетом. В среднем можно принять для брусьев 3 *м* длины толщину в 10 *см*, а на каждый метр длины сверх 3 *м* и до 7 *м* прибавляют к 10 *см* по 2 *см*; брусья длиною 7—9 *м* следует назначать толщиною в 18 *см*, а 10 *м*— в 20 *см*, и на каждый лишний метр длины прибавлять по 1 *см*. Наибольшая толщина шпунтовых брусьев достигает 26 *см*; толщина стенок из круглого леса достигает 30 *см*.

Брусья толщиною 12 *см* должны иметь ширину по крайней мере 20 *см* и толщину до 20—25 *см*. Более толстым брусьям придают ширину 25—30 *см*. Брусья стенок без шпунта делают квадратными.

е) Угловые сваи, схватки, насадки.

В углах шпунтовых стенок, на поворотах их, на прямой через 2—3 *м* следует забивать более толстые «маячные» сваи из брусьев квадратного сечения, снабженные пазами[1] (рис. 71). Они являются опорными пунктами шпунтового ограждения. Частые маячные сваи на прямых участках стены нерациональны, так как затрудняют подгонку схваток.



Рис. 71. Угловые сваи.

Деревянные шпунтовые стенки схватываются с обеих сторон на уровне своих голов продольными парными схватками из кантован-

[1] В наших условиях угловые и маячные сваи обычно круглые и без паза.

НТБ ДНУЖТ

ных брусьев, соединенных со стеной сквозными болтами. Вместо схваток употребляются также насадки, причем снизу в них выбирается паз, в который входит нарубленный наверху шпунта непрерывный шип. Для обеспечения неизменного положения насадки можно шипы некоторых брусьев через определенное расстояние пропускать сквозь насадку и до верхней ее стороны с расклинкой. Сверх того насадку связывают односторонними или охватывающими ее железными полосами на гвоздях или болтах. Надежное прикрепление насадки затруднительно и может быть осуществлено более или менее удовлетворительно лишь в случае прямолинейного направления стены. Ввиду этого большею частью применяются парные схватки.

3. Железные сваи.

a) Винтовые сваи.

1. Деревянные сваи с винтами.

Винтовые сваи впервые применены английским инженером Митчелем; вначале он употреблял деревянные сваи, которые снабжались чугунным башмаком с наружной винтовой нарезкой. Форма башмаков была различная. Первые более заостренные модели во многих случаях оказались нецелесообразными, более подходящей оказались представленная на рис. 72 [1]. Деревянные сваи с железными башмаками можно применять только в легких грунтах. В плотно слежавшемся грунте сопротивление при завинчивании увеличивается настолько, что соединение башмаком с деревянной сваей не может быть достаточно прочно.

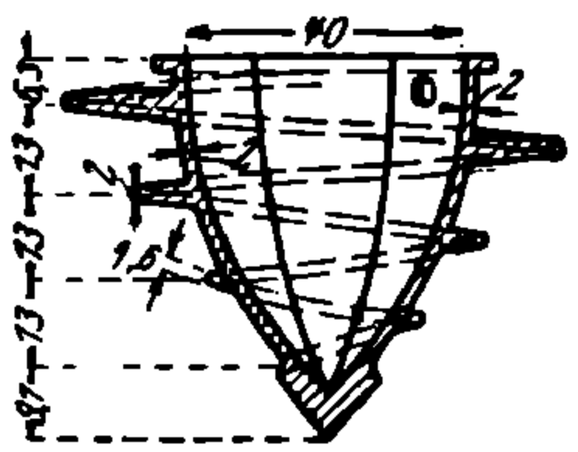


Рис. 72. Винтовой башмак для деревянных свай.

2. Железные винтовые сваи.

Общие замечания. Как указано, Митчель начал применять вместо деревянных железные сваи с чугунными винтовыми наконечниками. По этому способу в 30-х и 40-х годах прошлого столетия на английском побережьи основан целый ряд маяков. С тех пор применение их все более распространялось главным образом в приморских местностях; в Англии и Америке сплошные и полые железные сваи очень распространены в устройстве фундаментов; в Германии они встречаются реже. Железные сваи имеют то преимущество, что могут быть опущены в землю без сотрясений, связанных с бойкой свай. Они могут быть применены почти при всяком грунте, в котором не встречается особенно крупных препятствий; камни менее значительных размеров отодвигаются винтом в сторону; в скалистом грунте и очень твердых напластования такого рода сваи неприменимы. Недостатком их является то, что они не могут служить в качестве наклон-

[1] „Deutsche Bauztg.", 1870, стр. 255.

НТБ ДНУЖТ

ных свай, так как ввинчивание в этом случае слишком затруднительно.

Винтовые сваи значительно дешевле, чем массивные основания; кроме того они быстро устанавливаются и в необходимых случаях снова легко удаляются. В текучей воде они имеют еще то преимущество, что не сужают заметно живого сечения воды; с другой стороны, они требуют обычно ледорезов, в большинстве случаев отдельно от сооружения. Срок службы железных свай менее продолжителен, чем массивных устоев, но во многих случаях достаточно велик; возможна также без особых затруднений и замена заржавевших свай. Полые винтовые сваи по погружении их до проектной глубины целесообразно заполнять бетоном.

Винтовые сваи особенно пригодны для воспринятия растягивающих усилий. Согласно опытам Бреннеке [1] за наибольшее сопротивление растяжению можно принять вес земляного конуса, тупая вершина которого лежит на поверхности винта, а угол при вершине ра-

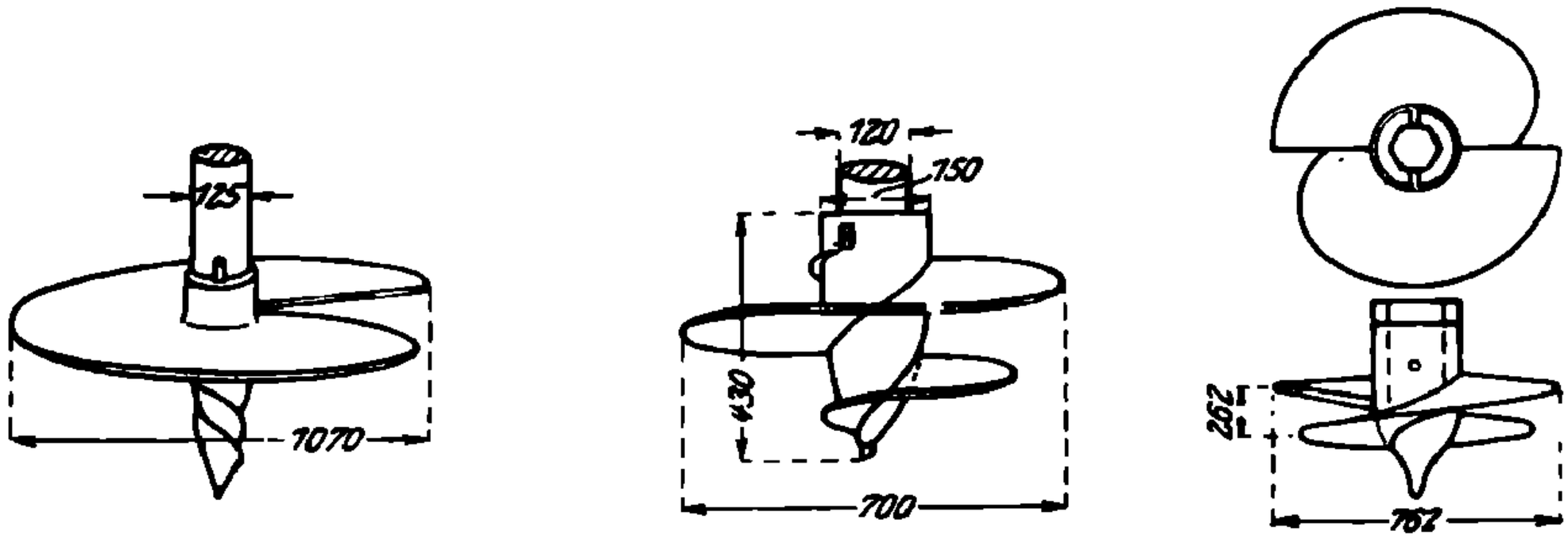


Рис. 73—75. Чугунные башмаки массивных железных свай.

вен углу естественного откоса для соответствующего рода грунта; таким путем получается предельное сопротивление, почему Бреннеке и рекомендует принимать для расчета только ¾ вычисленного значения. Сваи, рассчитанные на растяжение, следует устанавливать на таких расстояниях, чтобы конуса сопротивления не пересекали друг друга.

в) Железные сваи с винтовыми наконечниками. Чугунные сваи скорее ржавеют и не могут достаточно надежно воспринимать изгиб, действующий во многих случаях на сваи. Железным сваям поэтому отдается предпочтение; в Англии обычный диаметр 12,5 *см*. Самые значительные по своим размерам сваи подобного рода диаметром 16,6 и 21 *см* были применены для причального мостика в Льюсе у устья Делавара в Сев. Америке [1]. Обычно отдается предпочтение полым сваям из-за их меньшей стоимости.

Винт изготовляется из чугуна или литой стали в виде отдельной детали и соединяется со сваей при помощи втулки. У сплошных свай нижний их конец можно выковывать и пригонять к винту. Форма винта изменяется в зависимости от рода грунта. Чем крепче грунт, тем меньше обычно диаметр винта и тем больше делается число оборотов его нарезки и тем круче в общем ее уклон. Вместо полных

---

[1] „Zeitschr. f. Bauw.“, 1886, стр. 451.

[2] „Deutsche Bauztg.“, 1874, стр. 196. „Annales des ponts et chausse 1884, ноябрь. „Zentralbl. d. Bauv.“, 1885, стр. 280.

НТБ ДИУЖТ

оборотов достаточно бывает применить части нарезки (винтовые лопасти). На рис. 73 представлен винт для мягкого грунта с большим диаметром и только с одним полным оборотом. Для среднего грунта винт воспроизведен на рис. 74. Винт для свай указанного выше причального мостика в Льюсе представлен на рис. 75. Диаметр его равен 76 *см* с 2 полуоборотами, очертание которых близко к Архимедовой спирали. Толщина винтовых лопастей составляет у ствола 56 *мм*, а у краев 6 *мм*. Рис. 76 изображает чугунный башмак полых железных свай, которые применялись в Бремене для сооружений Бременского общества хранения кладей. Конструкция была предложена Болькеном и оказалась лучше другой подобной конструкции с большим и более пологим винтом. Подобные винты были у полых чугунных свай мостов в Кохинхине и Португалии [1]; винты имели обычно 3 оборота и заканчивались острием, а в более твердых грунтах 4 обо-

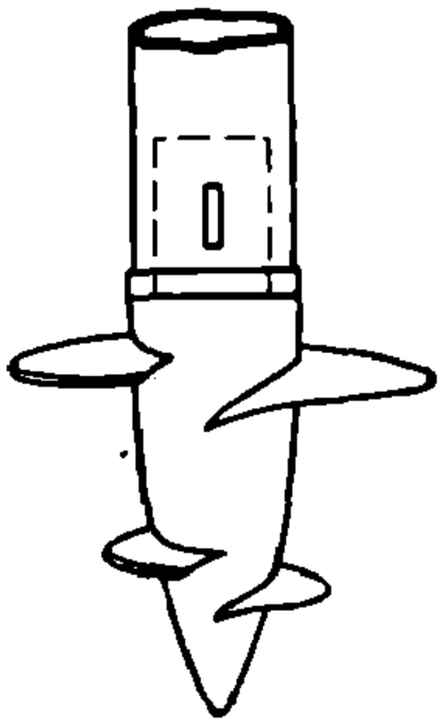


Рис. 76. Чугунный башмак полых железных свай (система Болькена).

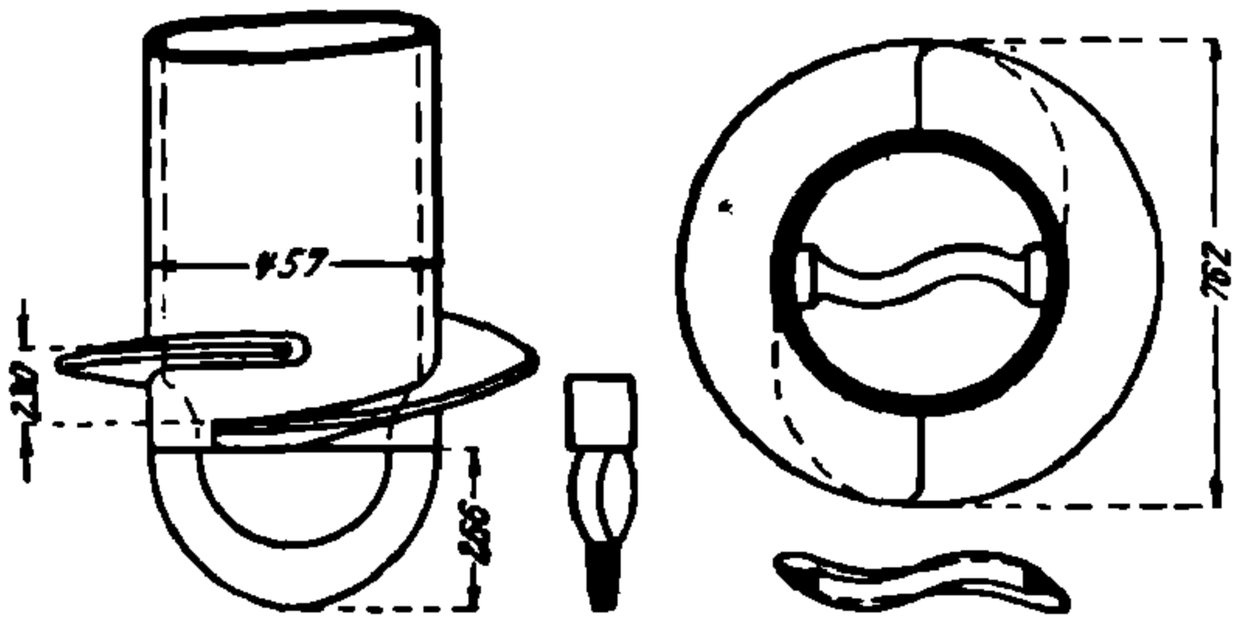


Рис. 77. Открытые с нижнего конца полые чугунные сваи с наружной и внутренней винтовой нарезкой.

рота с более острым концом. На рис. 77 изображен винт открытой полой сваи; он может быть насажен и на закрытую снизу сваю. На основании опытов этот винт можно считать пригодным в очень крепком, смешанном с камнями глинистом грунте.

Полые открытые снизу железные винтовые сваи. При завинчивании этих свай грунт внутри свай поднимается вверх; это облегчает опускание сваи, так как она смещает в сторону ничтожный объем грунта. Полые сваи, в особенности более значительного диаметра, обычно делаются из чугуна. Клепаные полые сваи из сварочного железа применялись в редких случаях; следует отметить сваи, завинченные в 1888 г. Управлением гидротехнических сооружений в Гамельне [2] для пал и судовых пристаней; у них винт сделан из полос листового железа и приклепан посредством железных уголков. В настоящее время следовало бы применять сваренные либо прокатанные без шва трубы из литого железа или стали.

Чугунные сваи применены при постройке пристани на реке Мерси [3] (рис. 77); наружный их диаметр 457 *мм* (1½′), диаметр винта 762 *мм* (2½′) при высоте шага в 230 *мм* (¾′). Винт из двух полуоборотов, крайние режущие части которых постепенно приближались

---

[1] „Nouv. ann. de la constr.“, 1879, стр. 51 и 162.
[2] „Zentralbl. d. Bauv.“, 1889, стр. 299.
[3] „Engineering“, 1883, стр. 101, 234 и 286, „Zentralbl. d. Bauv.“, 1885, стр. 281, рис. 9.

НТБ ДНУЖТ

к стволу, как это показано пунктирными линиями в плане. Сваи ввинчивались в очень твердый, перемешанный с камнями глинистый грунт, который в некоторых местах пришлось разрыхлять посредством взрывов. Грунт заклинивался внутри сваи настолько крепко, что его приходилось выбивать оттуда зубилом. Ввиду этого форма сваи была изменена, а именно: нижнее отверстие было сделано уже, а сверх того в него был вделан серпообразный выступающий резец. Хотя завинчивание после этого облегчилось, тем не менее применение винтовых свай для такого трудного грунта не может быть рекомендовано.

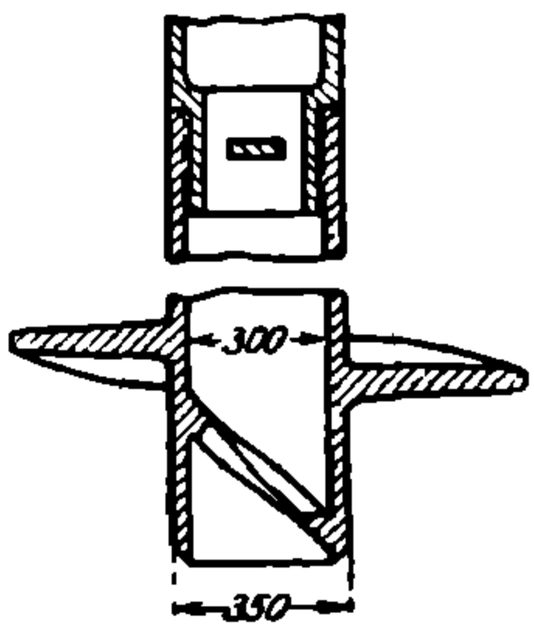


Рис. 78. Открытые с нижнего конца полые чугунные сваи с наружной и внутренней винтовой нарезкой.

Подобную конструкцию представляет рис. 78, изображающий полую винтовую сваю с внутренней более мелкой нарезкой; такие сваи были применены при постройке крепостных мостов в Антверпене.

Полым винтовым сваям, открытым снизу, можно придавать значительно больший диаметр без особых затруднений для завичивания; такие сваи большего диаметра, с одной стороны, оказывают большее сопротивление продольному изгибу, а с другой стороны, ввиду увеличения основания и трения по боковой поверхности могут выдерживать большую нагрузку. Таким образом при постройке моста в Ченстоу

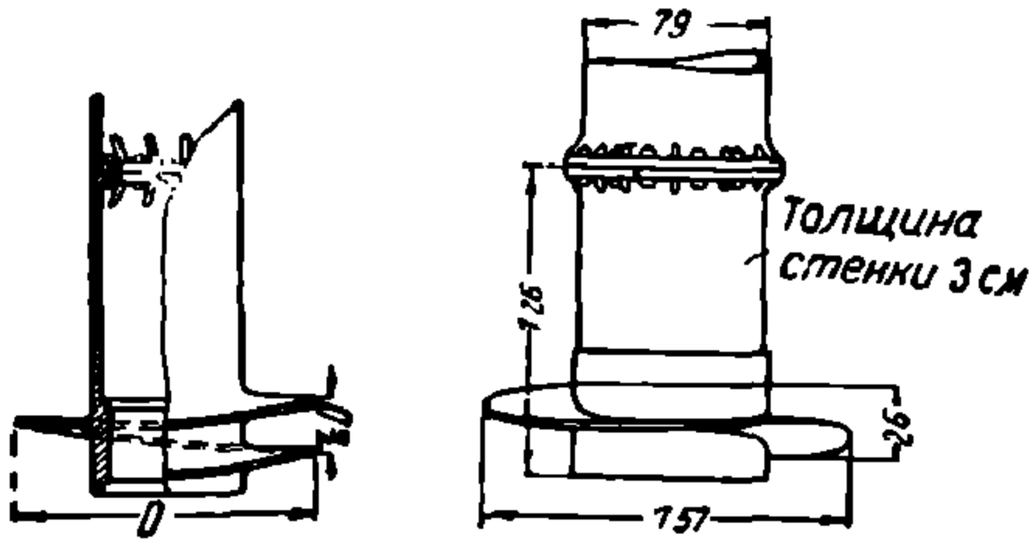
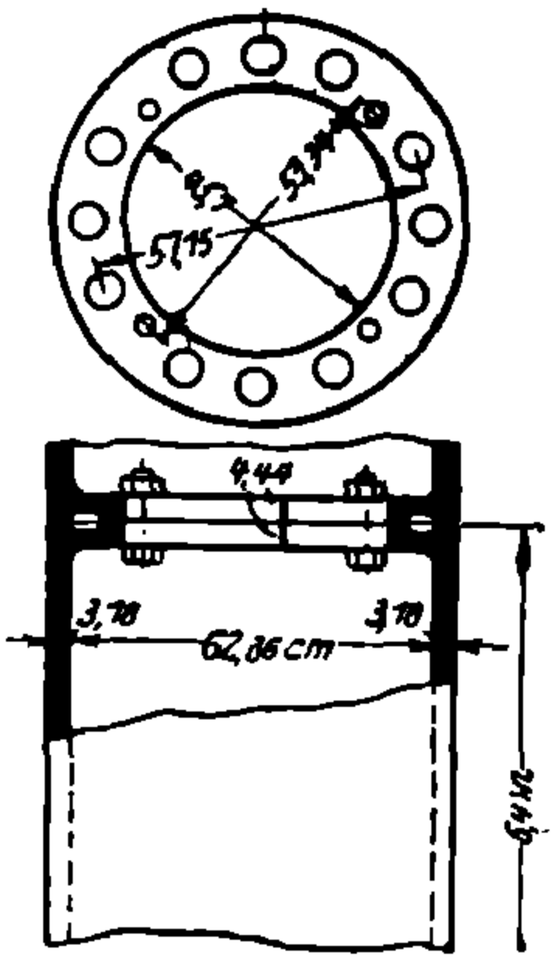


Рис. 79—80. Открытые с нижнего конца полые чугунные сваи с наружной винтовой нарезкой.

употреблены были сваи диметром 1,8, а при сооружении моста через Несбор[1] (железная дорога Бухареста — Журжево в Румынии) — диаметром в свету 1,22 *м* с винтом диаметром 1,83 *м*. Если винтовая нарезка сваи предназначена не для передачи нагрузки, а лишь для завинчивания, то можно ограничить ее ширину несколькими сантиметрми. Подобного рода сваи они особенно пригодны для того случая, когда своими концами опираются на скалистый грунт. Рис. 79 и 80 представляют такие примеры: последний изображает сваю, примененную при постройке южной железной дороги в Восточной Пруссии.



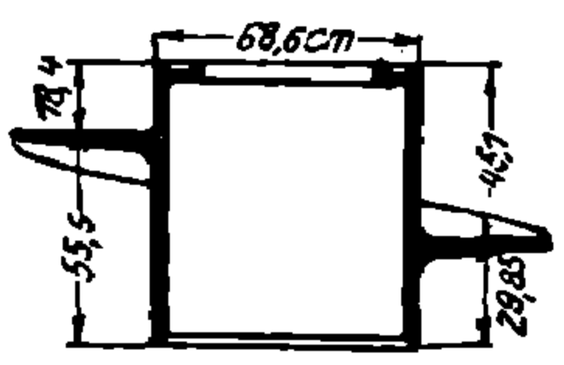


Рис. 81. Фланцевое соединение и винтовая нарезка полых чугунных свай (тоннель под Гудзоном).

[1] „Engineering", 1870, стр. 356.

НТБ ДНУЖТ

Сваи большего диаметра и особенно длинные сваи не могут быть изготовлены из одного куска железа; соединение должно быть сделано таким образом, чтобы по возможности не затруднять ввинчивания и, сверх того чтобы стык мог воспринимать усилия при вращении. Соединение на фланцах вообще нецелесообразно, так как значительно выступает, но если оно необходимо, то для твердого грунта нижний фланец должен сбегать вниз на конус, а для болтов следуст оставлять только узкие щели, которые после сбалтывания заполняются цементом.

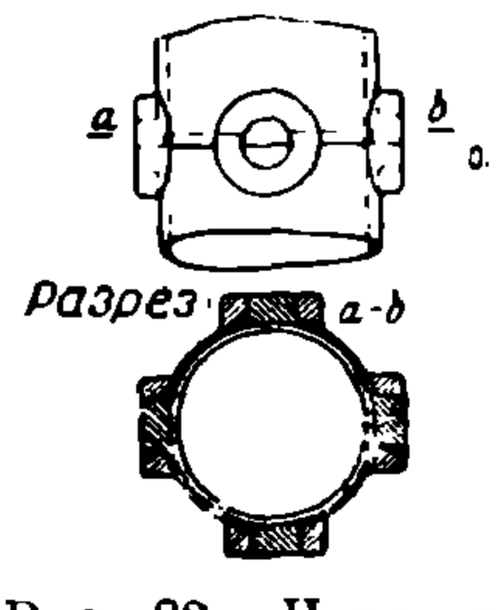
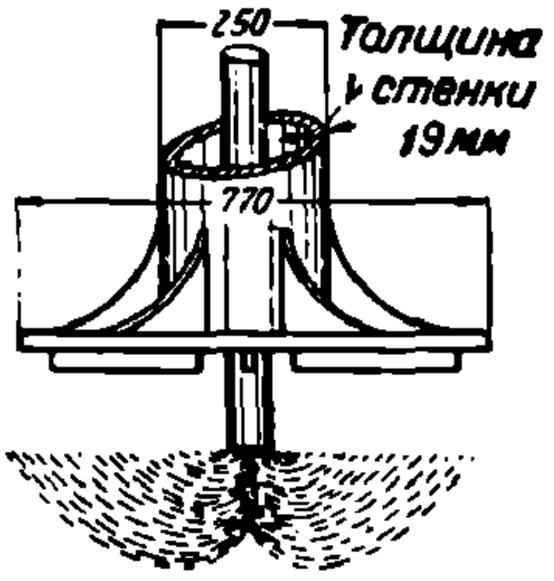


Рис. 82. Наращивание полых чугунных свай (система Гаркорта).

У свай более значительного диаметра фланцевое соединение целесообразно помещать внутрь. Пример такого рода конструкции для винтовых свай тоннеля под р. Гудзоном в Нью-Йорке показан на рис. 81 [1]. Сваи опущены сквозь слабый грунт до прочного основания, поэтому фланцевое соединение не очень мешало движению грунта внутри сваи.

Соединение фланцев в каждом стыке производилось четырьмя болтами, которых было достаточно для прочности трубы.

Усилия кручения при ввинчивании сваи воспринимались двенадцатью круглыми стальными шпонками, которые закладывались в соответствующие углубления обоих фленцов. Это соединение просто и дешево.



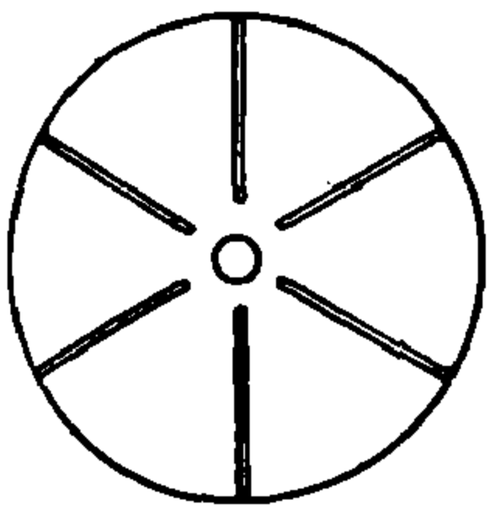


Рис. 83. Дисковая свая системы Брунлиса.

В твердом грунте для стыковых соединений более пригодны муфты, чем фланцы, однако они должны быть обеспечены против вращения короткими болтами; болтов, проходящих через сваю, следует избегать, так как они препятствуют продвижению грунта. Другое стыковое соединение изображено на рис. 82; на концах соединяемых труб отлиты приливы, схватываемые железными кольцами, надетыми в горячем состоянии.

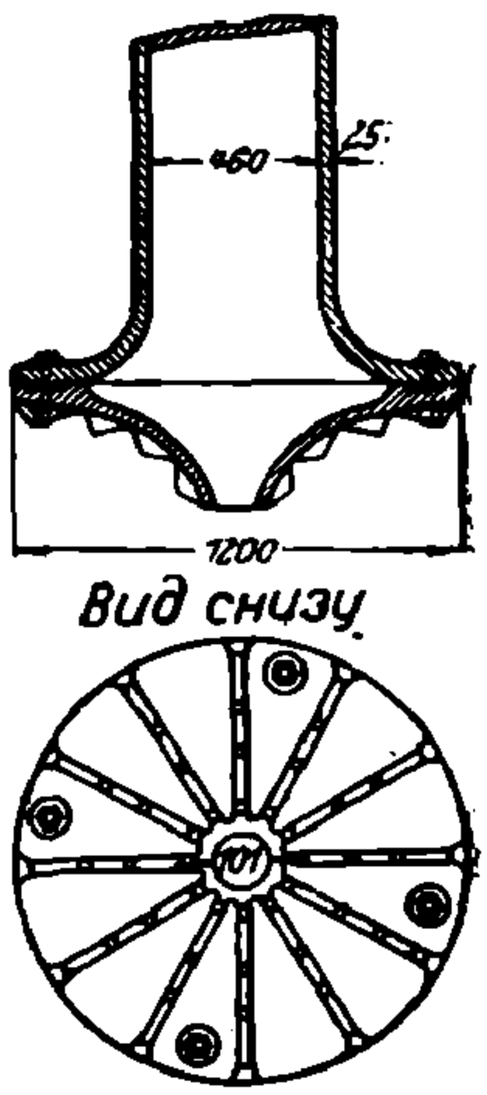


Рис. 84. Дисковая свая, применявшаяся при постройке первого моста через р. Тей.

б) Дисковые сваи.

В грунтах, допускающих погружение свай при помощи подмыва взамен винтовых наконечников, к нижнему концу полых железных свай прикрепляются диски для увеличения их несущей способности.

Подобные чугунные сваи с дисками впервые были применены в 1858 г. Брунлисом для устройства фундаментов на ж.-д. линии Ульверстон — Ланкастер в Англии (рис. 83); внешний диаметр — 250 *мм*, толщина стенок — 19 *мм*; опорную часть образует диск диа-

[1] „Zentralbl. d. Bauv.", 1904, стр. 519, рис. 5.

НТБ ДНУЖТ

метром — 750 *мм*, усиленный с обеих сторон ребристыми приливами. Ребра на нижней стороне диска предназначались для разрыхления грунта при поворачивании сваи то в одну, то в другую сторону; это облегчало опускание ее при подмыве.

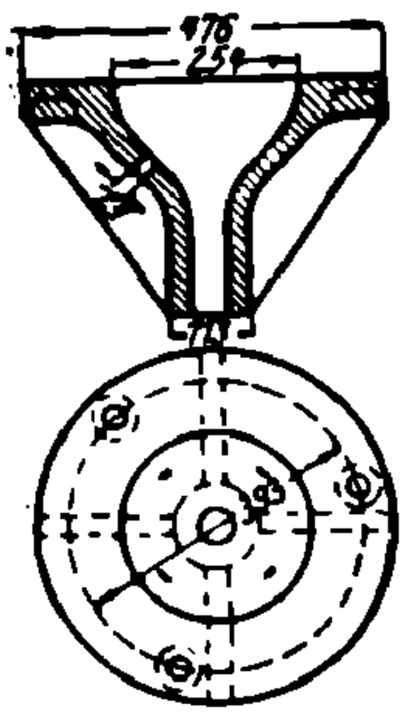


Рис. 85. Дисковая свая, применявшаяся при постройке моста Маруйа в Индии.

Железная труба для подмыва диаметром 50 *мм* во время работы прикреплялась к свае, причем конец ее всегда был приблизительно на 20 *см* ниже диска.

Сваи аналогичной конструкции были применены впоследствии при постройке первого, обрушившегося после, моста через р. Тей к югу от Дэнди. Они представлены на рис. 84.

Опорная шайба прикреплена к свае при помощи болтов. Подобное (рис. 85) устройство применено при постройке моста Маруйа и Каррингтон в Индии [1]. Сваи опущены частью до скалы, частью же держатся в мощном глее. Что касается наиболее целесообразного отверстия для выхода воды, то на основании опытов в песке и мягком глее с песочными прослойками лучше всего брать нижнее отверстие 50 *мм* и сверх того делать в боковых стенках четыре отверстия по 13 *мм* каждое.

Подмыв становился затруднительным только при мощности глеевого грунта в 3,5 *м*.

в) Сваи с острым наконечником.

Полые железные сваи с острием погружаются либо посредством забивки либо подмыва. Такая связь (рис. 86) диаметром в свету 450 *мм* применена для устройства оснований бронированных башен в устье Мааса (Голландия) [2]; острие из цельной чугунной отливки с нижним стальным конусом соединено на болтах с трубой 35 *мм* для напорной воды; вода выходит под напором равномерно из 4 отверстий в стенке стального конуса. В продольном направлении на конце сваи прикреплены два не показанных на рисунке железных уголка для разрыхления грунта во время вращения сваи при погружении ее. По окончании погружения сваи водонапорная труба закрывается свинцовой пробкой, которую опускают

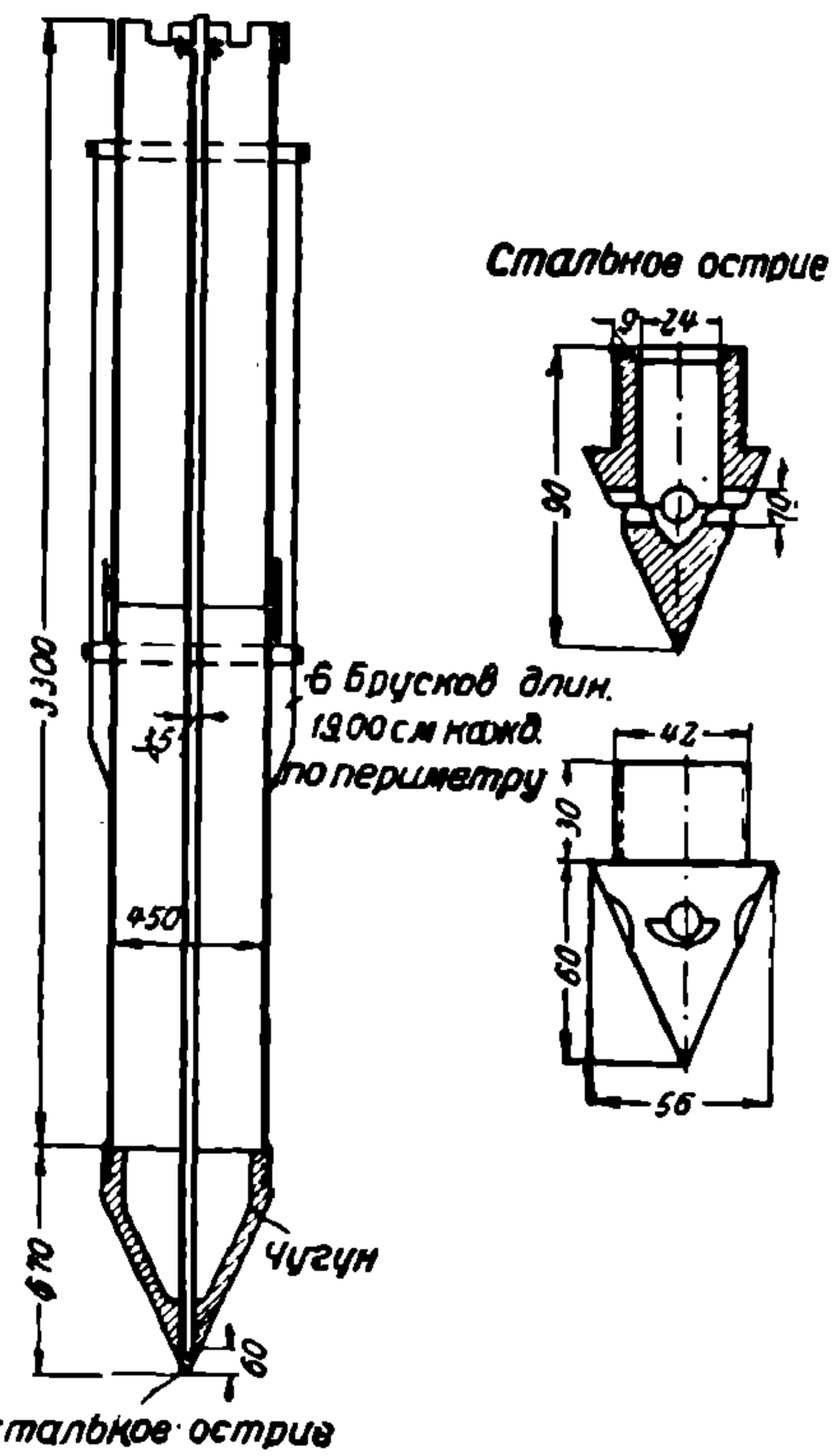


Рис. 86. Свая с острием (Голландия).

---

[1] Min. of proc. of the Inst. of Civil. Eng., 1902, т. 150, стр. 340.

[2] „Zentralbl. d. Bauv.“, 1887, стр. 186, рис. 1 и 2; Tydschrift van het Koninklijk Instituut van Ingenieurs, 1886/87.

НТБ ДНУЖТ

в стальное отверстие и забивают в нем длинной железной штангой, плотно закрывая таким образом выходное отверстие. Показанные на рисунке приделанные на верхнем конце сваи направляющие деревянные бруски пригнаны к горизонтальным деревянным рамам, способствуя точно вертикальному опусканию сваи.

Подобные сваи применяются еще и в настоящее время для устройства так называемых абиссинских колодцев; их погружают при помощи забивки, а в необходимых случаях и подмывом. Раньше применялись сваи [1] диаметром до 1 *м*; они целесообразны в соединении с дисковыми сваями; в этом случае они проходят насквозь через дисковую сваю, опущенную возможно глубже посредством подмыва и забиваются бабой еще глубже. Такое же соединение сваи с диском и с острием можно применять в открытых водоемах с более или менее прочным, основанием, забивая сначала сваю с острием и надевая на нее сверху дисковую сваю так, чтобы последняя опиралась на дно водоема или, что еще лучше, на дно специально вырытого котлована. После этого дисковая свая должна быть защищена от подмыва каменной наброской. В качестве основания для дисковой сваи может служить также и бетонная подушка.

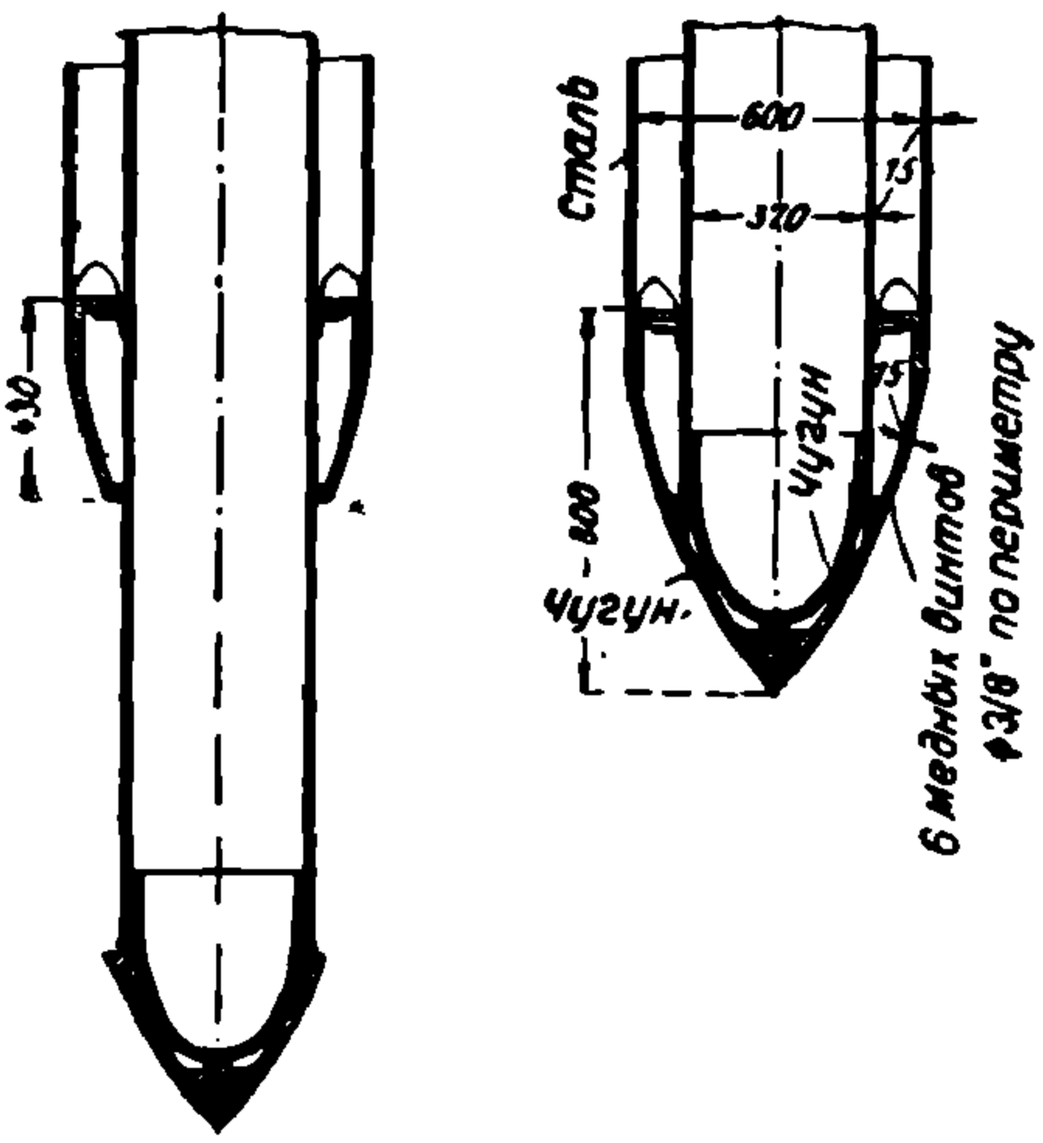


Рис. 87. Свая с острием и обсадной трубой (Ломе.)

Полые железные сваи с острием были применены для устройства мола в Ломе, главном городе б. германской колонии Того [2].

Опорные часати этого сооружения должны были обладать большим сопротивлением с минимумом поверхности, подвергавшейся воздействию прибоя. Остановились на свайной конструкции в виде козел, составленных из 3 наклонных свай с уклоном 3,5 1. Применить наклонные винтовые сваи было слишком трудно, пришлось обратиться к забивным сваям. В запас прочности управление колонии потребовало, чтобы железные сваи были окружены предохранительными чехлами из бетона, поэтому собственно несущая труба диаметром в свету 250 *мм* и толщиной стенок 12 *мм* окружена обсадной трубой диаметром в свету 475 *мм* и толщиной стенок 6 *мм;* пространство между обеими трубами заполнено бетоном. У более мощных свай для удлинения мола, изображенного на рис. 87, диаметры труб в свету 370 и 600 *мм* при толщине их стенок 15 *мм*; обе трубы стальные, сваренные. Обсадная труба имеет на конце чугунный башмак из двух частей, обе его части сначала соединены небольшими медными винтами; в таком виде труба забивается приблизительно до глубины 2 *м*. После этого вставляется несущая труба, которая также снабжена чугунным башмаком, точно соответствующим нижней части двойного

---

[1] Wochenschrift des österr, Ingenieur. u. Architektenvereins, 1881, стр. 179.
[2] „Z. d. v. d. I.“, 1904, стр. 1803.

НТБ ДИУЖТ

башмака — обсадной трубы (правая часть рисунка). При забивке несущей трубы медные винты двойного башмака обсадной трубы срезаются, и несущая труба скользит вниз обсадной трубы (левая часть рисунка). Резиновая манжета башмака обсадной трубы препятствует проходу воды и песка. По достижении проектной глубины промежуток между обсадной трубой и несущей, а также и сама несущая труба заполняются бетоном.

4. Железные шпунтовые стенки.

а) Общий обзор [1].

Железный шпунт вначале устраивали из прокатных двутавровых балок (рис. 88) [2] или из профилей двутаврового железа, скрепляемых друг с другом, как показано на рис. 89—91; в результате скре-



Рис. 88. Прокатные двутавровые балки (Мюлендамский шлюз в Берлине).



Рис. 89. Клепаные прокатные балки.



Рис. 90. Система Симона (1893 г.).



Рис. 91. Система Фриштедта.

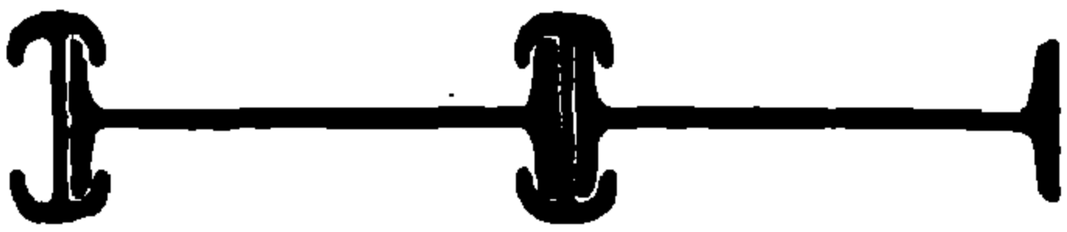


Рис. 92. Универсаль Джоист (British Steel Piling C°, Англия).

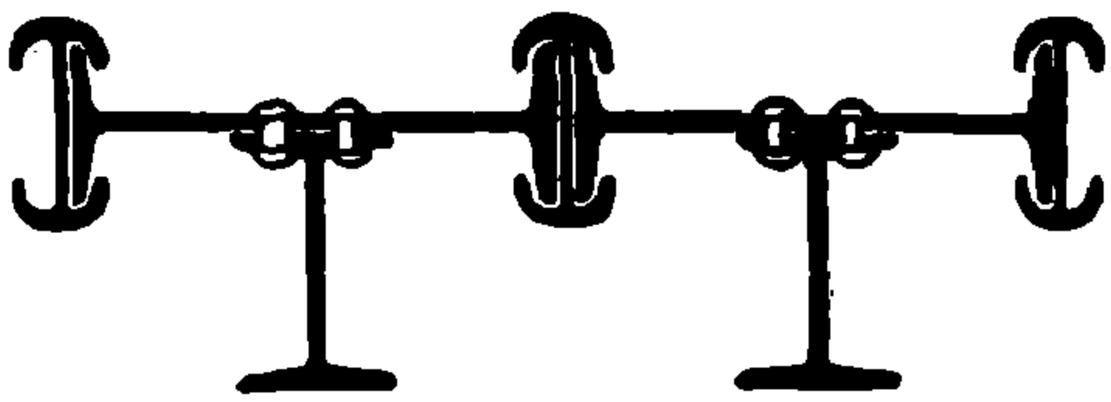


Рис. 93. Универсаль Компаунд (British Steel Piling C°, Англия).

плений получаются отдельные части, могущие при бойке заходить друг за друга.

Затем перешли к прокатке особых профилей, пользуясь сначала еще обычными прокатными балками, как это сделано в распространенной в Англии конструкции «Универсаль-Джоист» (рис. 92), а также усиленном ее видоизменении «Универсаль-

---

[1] Хороший обзор дает статья Шека (Scheck) в „Jahrb. d. Hafenbautechnischen Gesellschaft“, т. III, стр. 237, Гамбург 1921 г. Из нее заимствованы рис. 96, 97, 105, 106, и 109—112. Ср. также статьи Шека в „Zentralbl. d. Bauv.“ 1913, стр. 156; 1914, стр. 489; 1915 г., стр. 521; Fr. Franzius в „Zentralbl. d. Bauv; 1909 г., стр. 342 (отсюда взяты рис. 104 и 108); Schwaab в „Tiefbau“, 1917 г., стр. 345, и Schonopp, Bantechnik 1826, стр. 73 (отсюда взяты рис. 88, 91, 94, 95, 99—103). Неперечисленные до сих пор рисунки с изображением железных шпунтовых пластин взяты из прейскурантов.

[2] Мюлендамский шлюз в Берлине, „Zentralbl. d. Bauv.“, 1906, стр. 117.

РГБ ДНУЖТ

Компаунд» (рис. 93). В конце 80-х годов прошлого столетия в Америке выработаны особые формы железного шпунта, которые соединялись между собой наподобие деревянного шпунта. Бесчисленное количество запатентованных, выполненных или только предложенных типов железных шпунтовых стенок можно разбить на 4 большие группы, а именно: шпунтины со стержневыми ребрами, шпунтины гнутого котельного железа, коробчатые профили и наконец корытообразные шпунтины, образующие волнообразную стенку.

Шпунтины со стержневыми ребрами. Ребро образует, собственно говоря, только соединение различно устроенных замков, связываю-



Рис. 94. Беренд (Америка).



Рис. 95. Соединенные Штаты



Рис. 96. Грегсон.



Рис. 97. Фарлен.

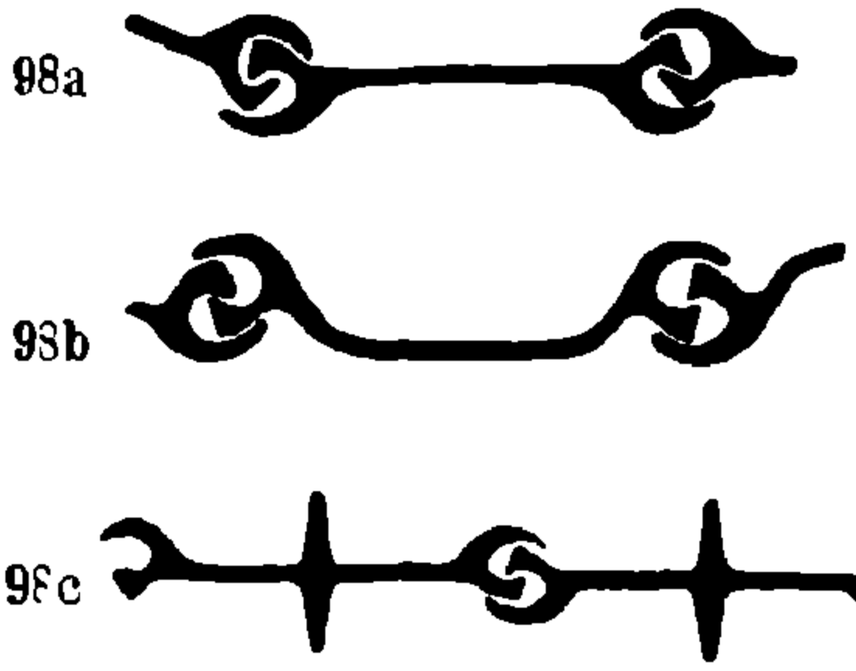


Рис. 98 *a—c*. Лакаванна (Америка, 1910).

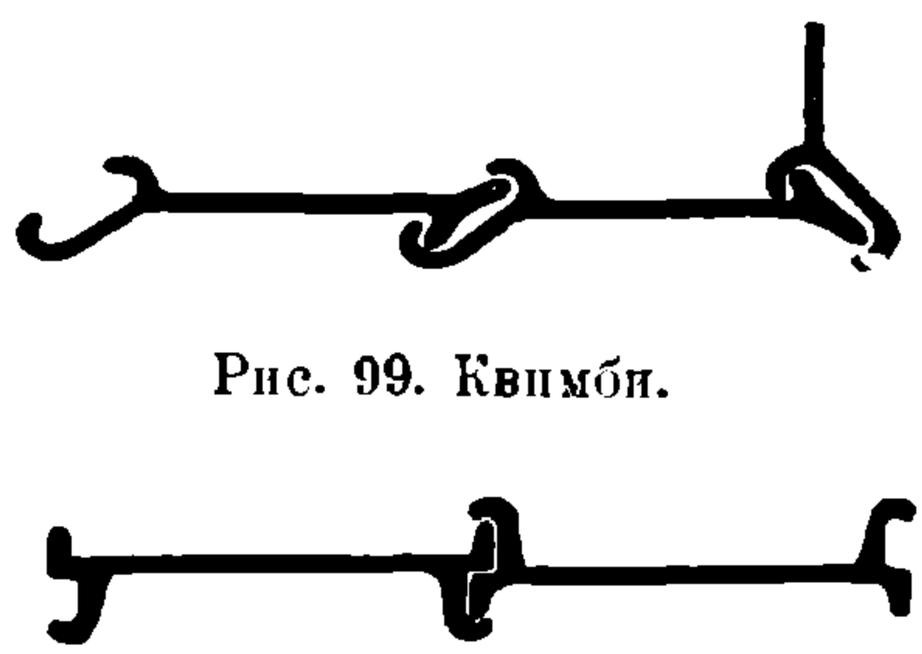


Рис. 99. Квимби.

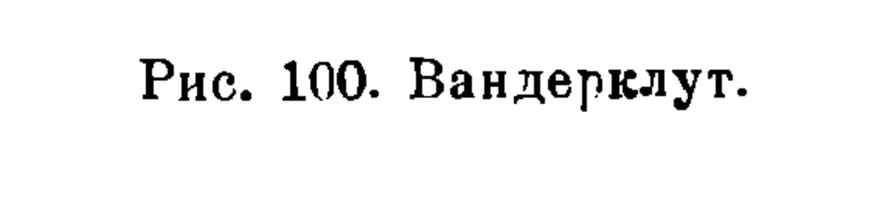


Рис. 100. Вандерклут.



Рис. 101. Вильямс.



Рис. 102. Гнутые железные листы Ланга, 1907.

щих отдельные шпунтины. Такое решение вопроса во многих видах прорабатывалось в Англии и Америке; примеры приведены на рис. 94—101. Ребро либо совершенно ровное, как например в системе Беренд (рис. 94) и конструкции «Соединенные штаты» (рис. 95), отличающейся от первой только упрощением гребня, в системах «Лакаванна» (рис. 98a), «Квимби» (рис. 99), «Вандерклут» (рис. 100) и «Вильямс»[1] (рис. 101), либо с некоторым утолщением, как в системе «Грегсон» (рис. 96), либо волнистого сечения, как в системе «Фарлен» (рис. 97), либо же наконец с усилением выступающими вперед приливами, как это сделано в другой разновидности «Лакаванна» — Вифлеемской стальной компании (рис. 98, *c*), получившей благодаря подъему в 1910/12 г. американского военного судна «Мен» особую известность и распространение.

[1] „Zentralbl. d. Bauv.“, 1909, стр. 434.

НТБ ДНУЖТ

Применение гнутого котельного железа для железных шпунтовых стенок запатентованно впервые в 1907 г. Лангом в Гамбурге (рис. 102)[1]. Железные листы изготовлялись ранее машиностроительным заводом Баку в Магдебурге, но уже в течении многих лет не производятся. В свое время они широко применялись в Гамбурге, причем в пазах оставлялись щели для того, чтобы грунт, вытесняемый гребнем при забивке, мог находить себе выход не только у нижнего края шпунтины, но и по всей ее длине. Шпунтины хорошо поддавались забивке, и стенка, несмотря на щели, была непроницаема.

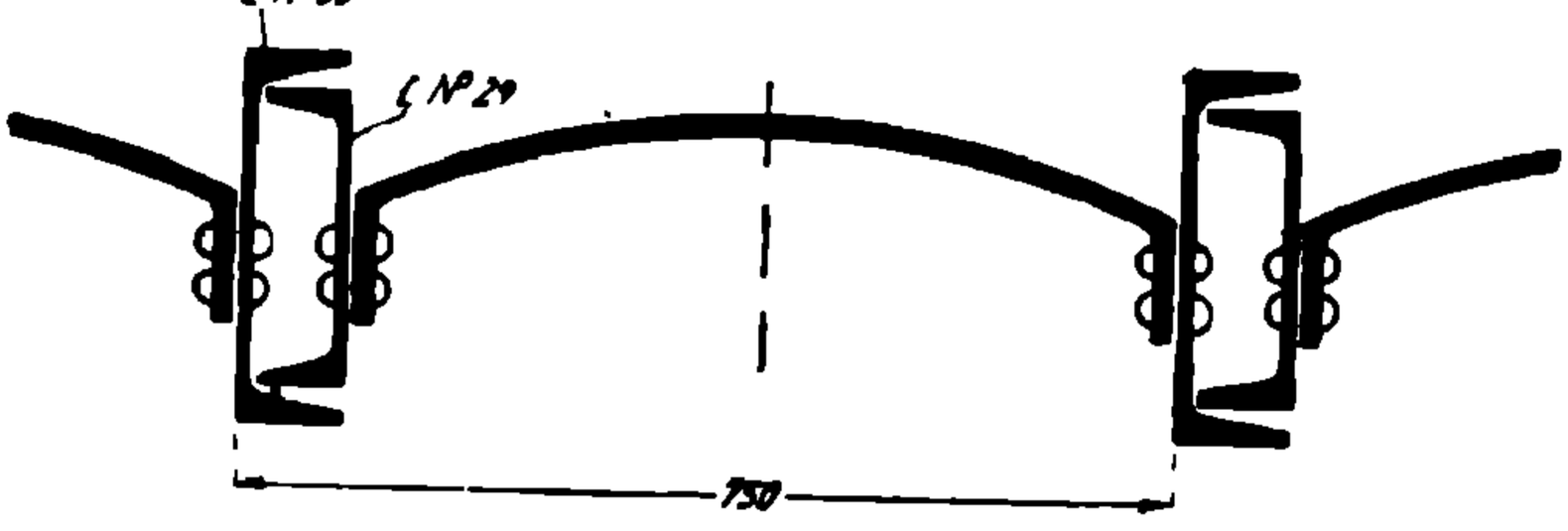


Рис. 103. Гнутые железные листы с балками корытного железа (Сименс и Гальске).

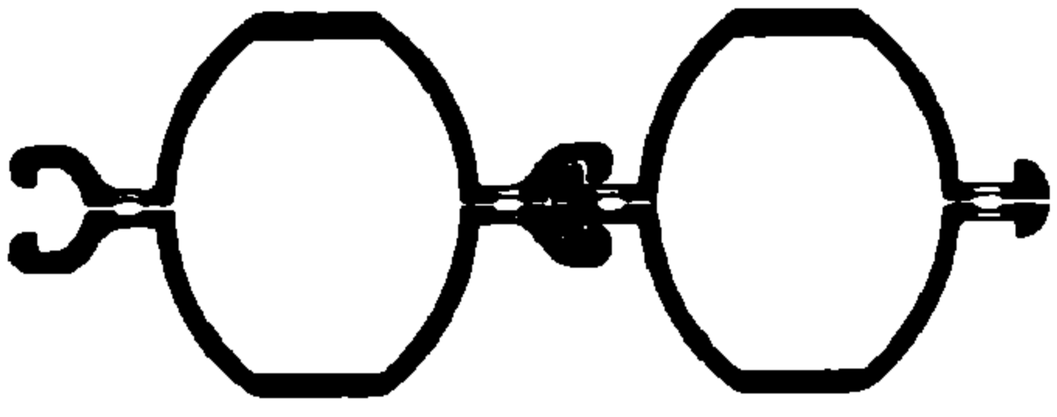


Рис. 104. Крупп (1903 г.).

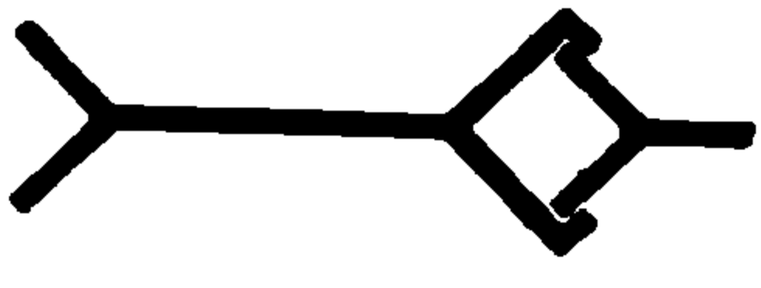


Рис. 105. Шифлер (Rote Erde), 1911.

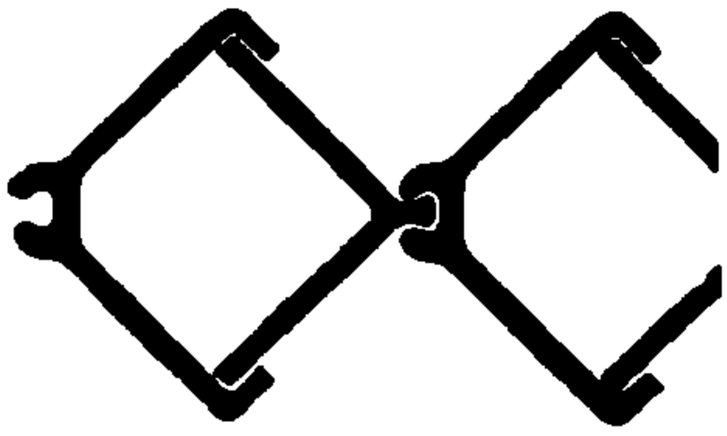


Рис. 106. Крупп, 1914.

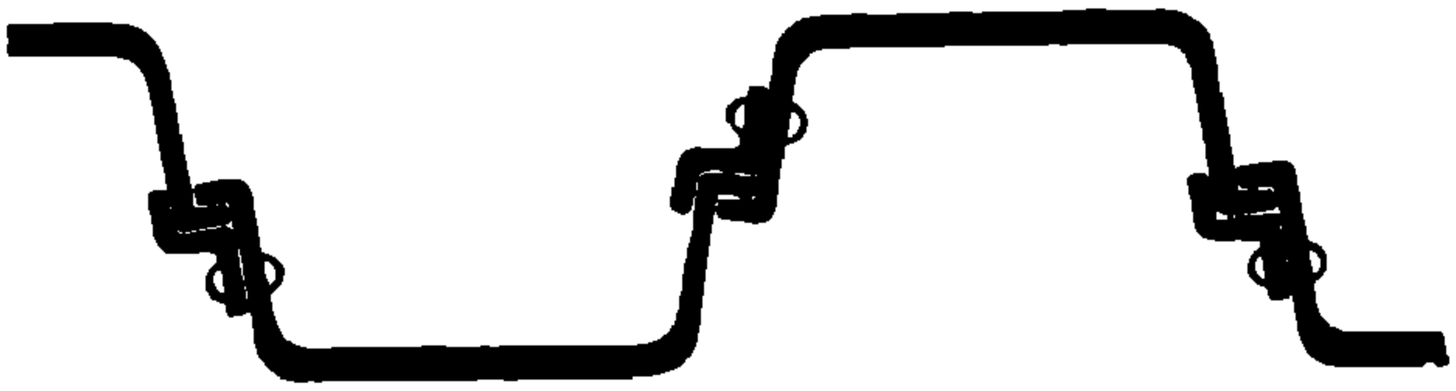


Рис. 107. Клепаный Ларсен (1897).

Фирма Сименс и Гальске при выполнении своих строительных работ, например при постройке тоннеля городских железных дорог Унтер ден Линден в Берлине[2], равным образом применяла гнутые котельные железные листы в соединении с приклепанными швеллерами, заходящими друг за друга и образующими замок (рис. 103). В последнее время строительная фирма Мебус и Ко в Шарлоттенбурге применяет железный шпунт из гнутых усиленных посередине железных листов, которые проходят между двутавровыми сваями, входящими в состав стенки[3]. Применение гнутых железных листов оказались целесообразным при рытье котлованов вблизи зданий благодаря тому, что отдельным железным листам высотой 2,5 *м* придавали внизу меньшую

---

[1] „Zentralbl. d. Bauv.", 1906, стр. 178 и 446.
[2] Там же, 1916, стр. 366.
[3] „Zentralbl. d. Bauv.", 1923, стр. 321.

НТБ ДНУЖТ

стрелу выгиба, чем сверху. Если вогнутую сторону листов располагать внутрь котлована, то при забивке можно достигнуть этим особенно значительного сжатия грунта, что имеет большое значение для устойчивости фундаментов вблизи котлована. Сжатие было усилено на указанной берлинской постройке тем, что между швеллерами загонялись клинья и убеличивали выпуклость забитых листов.

Гнутые железные листы не превышали на практике 4,5 *м*; большие размеры могли бы вызвать затруднения при забивке, ввиду этого при более глубоких котлованах следует располагать их один над другим, а это весьма затрудняет их опускание.

Системы шпунтовых стенок коробчатой формы очень тяжелы и выгодны разве только при большой вертикальной на-



Рис. 108. Вейнлингер (1897).



Рис. 109. Поппинг (1909).



Рис. 110. Оуэн (1911).



Рис. 112. Зебольдт (1920).

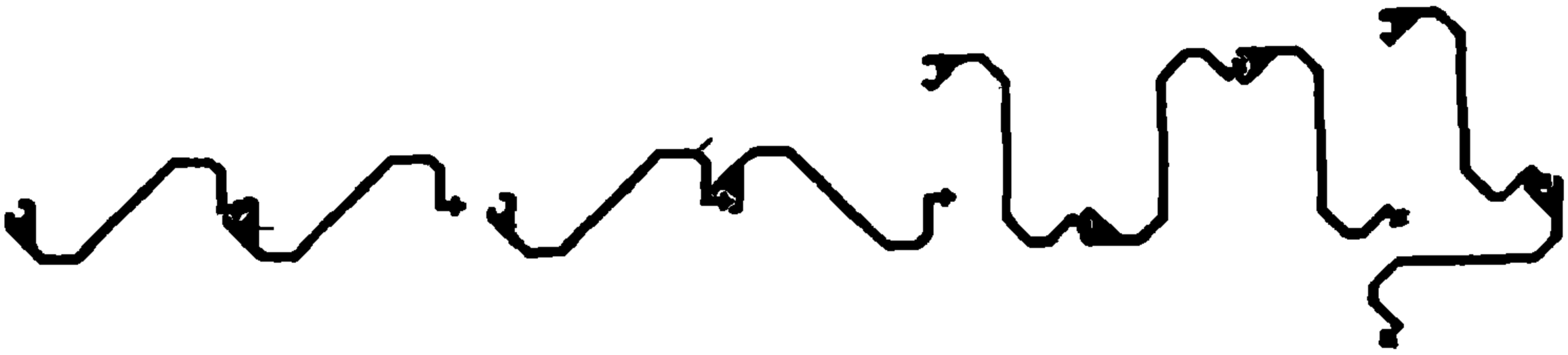


Рис. 111. Шпунтовая стенка „Универсаль" (Герм. Люксембург, 1909).

грузке или значительных препятствиях забивки. Некоторые из многих предложенных систем[1] представлены на рис. 104—106 и 114; из них осуществлена только крестовая форма завода Круппа[2] (рис. 114). Сюда относятся также шпунты, образуемые соединением волнообразных стенок, описанные далее.

В противоположность тяжелым коробчатым профилям и статически нецелесообразным стержневым системам волнообразная форма, впервые изобретенная в 1897 г. Т. Ларсеном в Бремене, является значительным шагом вперед (рис. 107).

Волнообразная форма поперечного сечения делает возможным расположение большей части площади поперечного сечения дальше от нейтральной оси. Клепаная ларсеновская стенка[3] очень скоро получила широкое распространение. Идея Ларсена дала новое направление, и все позднейшие предложения по поводу волнообразных шпунтовых систем стараются лишь согласовать эту идею с затруднениями при прокатке.

---

[1] По поводу рис. 104 ср. „Zentralbl. d. Bauv.", 1909, стр. 432.
[2] „Zentralbl. d. Bauv.", 1915, стр. 360 (набережная в Ростоке).
[3] „Zentralbl. d. Bauv.", 1906, стр. 446.

НТБ ДНУЖТ

Вначале Ларсен в своих первых стенках прибегал к помощи заклепок; также и Поппинг в неосуществленной системе 1909 г. в виде целой волны (рис. 109) и Вейнлингер[1] предложили волнообразный шпунт (рис. 108) приблизительно одновременно с Ларсеном, но шпунт Вейнингера плохо поддается забивке и экономически невыгоден вследствие незначительной высоты и сосредоточения железа в ребре шпунтины вблизи нейтральной оси. Полную волну дает шпунт системы Рансома (рис. 115). Почти одновременно появляется английская система Оуена (рис. 110), Rote Erde (рис. 117)[2]. В 1913 г. получила известность система «Ламп» (рис. 116), шпунтины которой дают полволны, а замок удален от нейтральной оси. В следующем году Дортмундский союз приобрел патент Ларсена и перешел к шпунту без клепки (рис. 113, «неклепаный Ларсен»). Из дальнейших предложений, не применяющихся на практике, потому что они вызывают затруднения при прокатке или забивке, следует отметить так называемый Универсальный шпунт Германско-Люксембургского горнозаводского акц. об-ва (Дортмундского союза, рис. 111), а также сравнительно простую систему шпунта, представленную в 1920 г. Зебольдтом (рис. 112).

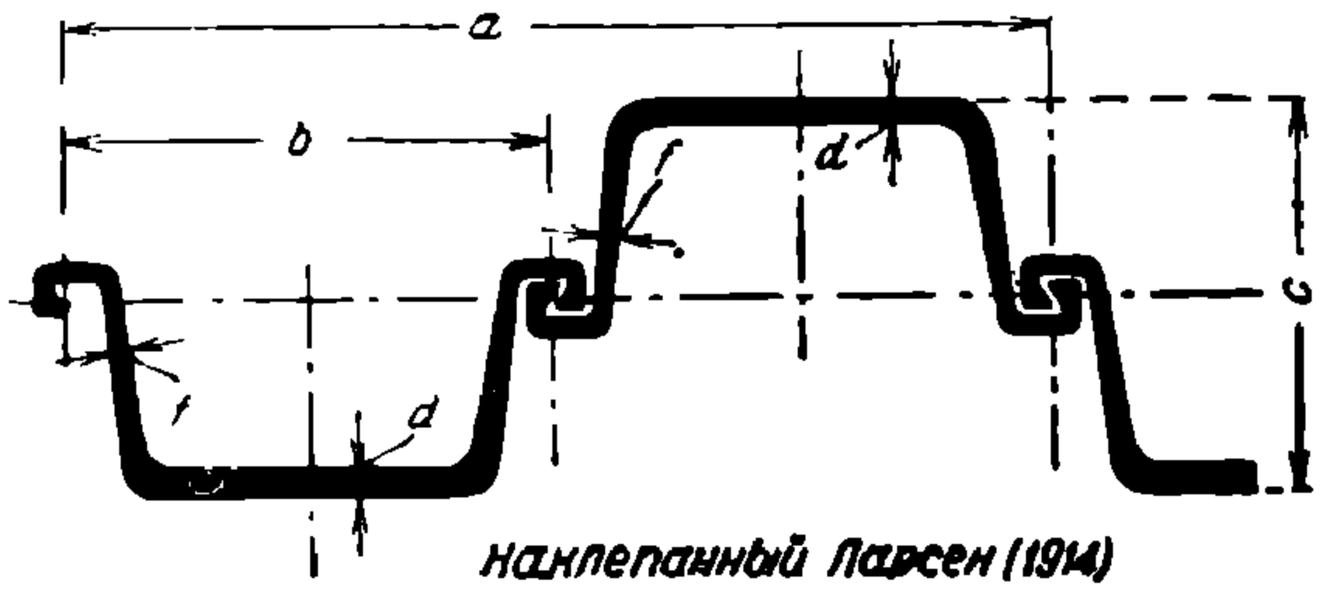


Рис. 113.

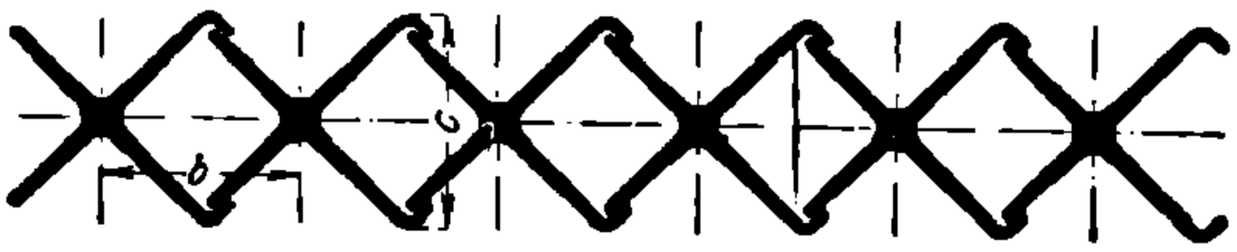


Рис. 114.



Рис. 115.

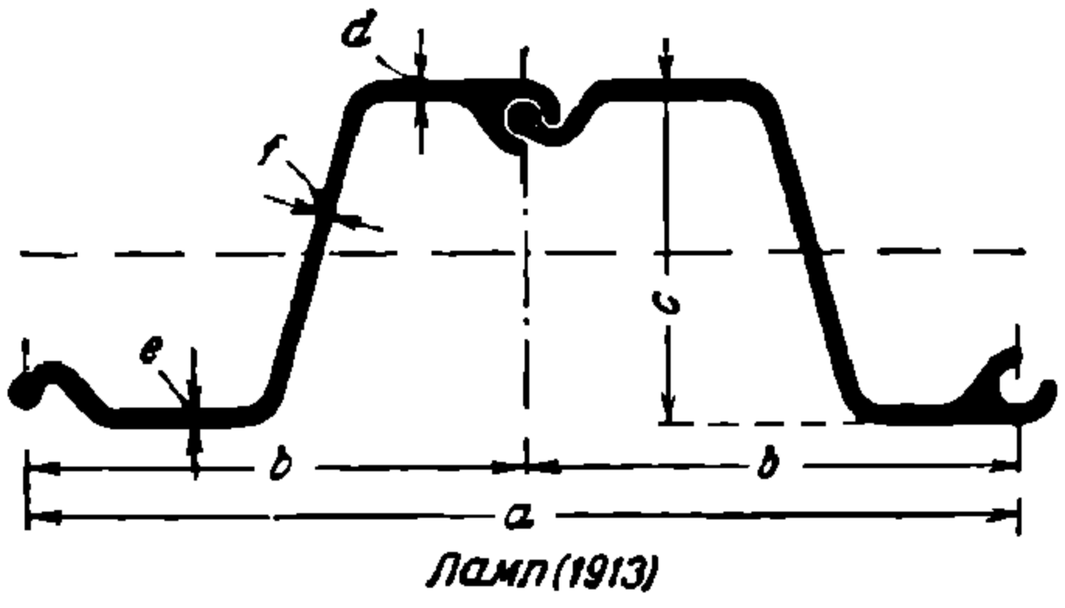


Рис. 116.

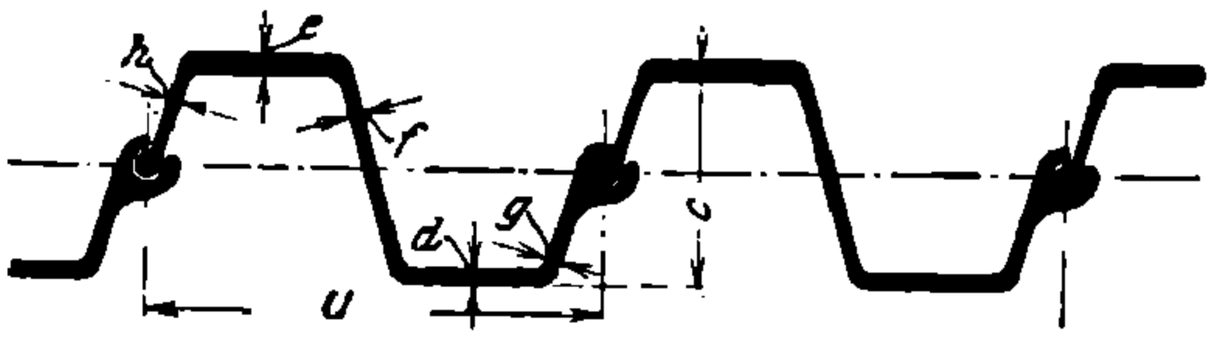


Рис. 117.

Рис. 113—117. Современные типы шпута.

б) Конструкция замка.

Замок из кулачка и обоймы дан впервые Грегсоном в 1899 г. (рис. 96); он имеется и в более новых системах Рансома, Rote Erde и Ламп. Сходную конструкцию представляет за-

[1] Там же, 1909, стр. 434
[2] Там же, 1915, стр. 43.

НТБ ДНУЖТ

мок в шпунте коробчатого сечения системы Круппа 1903 г. (рис. 104), между тем как в стенке Квимби (рис. 99) кулачок несколько иной формы. У стенки Фарлена (рис. 97) в основном сохранена та же конструкция замка, но кулачок заменен обоймой меньшего размера. У некоторых американских шпунтов вместо кулачка появляется ребро крестообразного сечения, которое есть и в универсальном шпунте (рис. 111).

Крестообразное ребро имеет в сравнении с кулачком то преимущество, что обойма всегда охватывает только две стороны креста, так что шпунтины могут быть различно расположены, как это видно на рис. 111. Шпунтовый замок Шифлера (рис. 105) и новейшего коробчатого сечения Круппа (рис. 106 и 114) подобны замку с обоймой.

Уголковая обойма введена Ларсеном в его клепаном шпунте (рис. 107), между тем как в новейшей бесклепочной конструкции отдано предпочтение двойной обойме, конец которой имеет треугольную форму. Двойной обоймой снабжен и шпунт системы «Лаканванна» (рис. 98) и в некотором смысле Вандерклута (рис. 110) и Вильямса (рис. 101). Соединение железных листов Ланге (рис. 102) достигается загнутыми краями в виде крючьев — решение, принятое также и Круппом для неосуществленной корытообразной стенки (конструкция N).

Замок железного шпунта должен давать соединение, допускать по возможности известную взаимную подвижность шпунтин для получения криволинейных ограждений и специально для того, чтобы вернуть в надлежащее положение шпунтину, вышедшую во время забивки под влиянием препятствий в грунте. Обоим требованиям удовлетворяет замок с обоймой и кулачком, но он не обладает крепостью замка с двойной обоймой «неклепаного Ларсена», уголкового замка «клепаного Ларсена», конструкции Круппа W. Таким образом большая подвижность замка с кулачком и обоймой связана с меньшим его сопротивлением разъединению во время бойки. Следует иметь в виду, что трение в замке также имеет значение, так как оно оказывает большое влияние на забивку. Сильное трение в замке переносит во время бойки сопротивление шпунтовой пластины от ее оси к замку, так что шпунтины, при ударе бабы по середине их могут изогнуться, а противодействие этому явлению затрудняет забивку, как это будет объяснено ниже; кроме того сильное трение в замке приводит к тому, что забиваемая шпунтина увлекает за собою забитую ранее, что затрудняет забивку. По этой причине замковые соединения в таком виде, как они предусматриваются системой Вейнлингера (рис. 198), едва ли когда-нибудь будут иметь серьезное практическое значение.

В продольном направлении шпунтины должны в замке вдвигаться одна в другую. Если желательно забивать стенку целыми секциями, то необходимы следовательно копры высотою почти вдвое более высоты шпунтины.

Поэтому многократно предлагались различные способы, которые позволяли бы заводить шпунтины в замок со стороны, но в этом случае приходится мириться с неудобством, что пластины, наталкиваясь на препятствия, легко выскакивают из замка; примером служит стенка Вильямса (рис. 101).

НТБ ДНУЖТ

в) Прочность железного шпунта.

Определение момента сопротивления железного шпунта не встречает затруднений для тех систем, у которых нейтральные оси отдельных шпунтин совпадают с нейтральной осью стенки. Но у стенок других систем момент сопротивления зависит не только от формы поперечного сечения шпунтин, но и от сопротивления взаимному перемещению их в замке. В качестве примера будет разобрана система «неклепаного Ларсена». Если предположить, что в замке не появляется никакого трения, то момент сопротивления полной волны стенки равен двойному моменту сопротивления отдельной шпунтины (полуволны) относительно ее нейтральной оси. Если принять трение такой величины, что шпунтины могут рассматриваться как одно целое, то следует считаться с моментом сопротивления относительно оси стенки. Если две соединенные в одно целое шпунтины сжимаются в общем замке (см. стр. 157 и сл.) и если это соединение рассматривается как неизменное, а в других замках не предполагается никакого трения, то соединенные таким образом парные шпунтины прогибаются каждая сама по себе, и притом так, что нейтральная ось поперечного сечения находится в зависимости от направления усилия. Эта нейтральная ось почти в точности совпадает с главной осью поперечного сечения парной шпунтины. Помещаемая ниже таблица содержит числовые величины моментов сопротивления для 5 размеров ларсеновских стенок в указанных трех случаях. Здесь обозначают:

W_W — момент сопротивления, отнесенный к оси стенки (шпунтины соединены между собой в замке неизменно);

W_E — момент сопротивления, отнесенный к нейтральным осям отдельных шпунтин (при отсутствии трения в замке);

W_D — момент сопротивления, отнесенный к главным осям парных шпунтин (один замок с неизменным соединением, а следующий без трения).

Таблица 18.

Наклепаный Ларсен	На 1 пог. м стенки см³			W_W	W_E	W_D
	W_W	W_E	W_D			
I	493	224	289	100	45,4	58,6
II	849	381	455	100	44,8	53,6
III	1 363	508	713	100	37,3	52,3
IV	2 037	789	956	100	38,8	47,0
V	2 962	1 007	1 333	100	34,0	45,0

В печатных каталогах ларсеновских стенок приведены только значения W_W.

Если парные шпунтины в своем общем замке испытывают сжатие, то в случае прогиба они перемещаются относительно друг друга в несжатых замках. При этом замок одной шпунтины лежит в области растягивающих усилий, а другой в области сжимающих. Прогибы обеих парных шпунтин имеют таким образом в замке, в котором они скользят, хотя и одинаковое направление, но различную величину. Это вызывает сопротивления перемещению, так что момент сопроти-

НТБ ДИИТ

вления фактически имеет большую величину, чем указанное выше значение W_D. Опыты, которые недавно были произведены автором со свободно лежащими щитами из железных шпунтин системы Ларсена размера II пролетом 8 *м*, шириною 2,5 и длиною 9 *м* показали, что момент сопротивления стенки, образованной из таких сжатых парных шпунтин, значительно выше, чем отнесенное к главной оси значение W_D; согласно помещенной выше табл. 18 $W_D = 0{,}536\ W_W$, а действительный момент сопротивления доходит до $^3/_4\ W_W$, в среднем около $^2/_3\ W_W$.

Стенка «Rote Erde» в статическом отношении аналогична стенке Ларсена со сжатыми парными шпунтинами. В распоряжении автора имеются только подсчеты моментов сопротивления, отнесенных к главной оси для размеров II, III и IV; моменты сопротивления равны 0,51 от тех же величин, взятых по каталогу, между тем как моменты сопротивления, отнесенные к оси, зависящей от направления силы, равны приблизительно 0,57 значений по каталогу.

У стенки по системе Лампа нейтральные оси отдельных шпунтин образуют с осью стены попеременно углы α и $180° - \alpha$. Прогибу в перпендикулярном направлении к нейтральной оси оказывает сопротивление оседание в замке; шпунтины могут прогибаться лишь таким образом, чтобы направление прогиба двух соединенных в одном замке шпунтин было одинаково, т. е. только перпендикулярно к оси стенки. Поэтому момент сопротивления — безразлично, принимается ли неизменное соединение или отсутствие трения в замке — должен быть отнесен к оси стенки [1].

Если возникает вопрос, какой момент сопротивления можно фактически принимать при расчетах для стенок Ларсена и «Rote Erde», то решающую роль в этом случае играет влияние трения, возникающего в замке, и наличие других препятствий к взаимному перемещению шпунтин в замке. Такое противодействие перемещению оказывают например насадки и пояса шпунтовой стенки. При указанных опытах автора со сжатыми ларсеновскими шпунтинами оказалось, что каждый раз, когда устраивался пояс из двух швеллеров, которые прикреплялись к обоим концам щита с помещением во впадины волн железных прокладок, момент сопротивления увеличивался примерно с $^2/_3\ W_W$ до $^5/_6\ W_W$, т. е. приблизительно на $1{,}6\ W_W$.

Что касается трения в замке, поскольку шпунтины находятся в грунте, то оно может быть определено на основании опытов по забивке шпунта. Шек в результате таких опытов, произведенных в 1915 и 1920 гг. в Фюрстенберге [2], установил, что шпунтины, забиваемые в составе стенки, требуют значительно больших усилий, чем забиваемые отдельно. Это увеличение составляет:

	В мелком песке в %	В гравелистом, песчаном грунте в %
Для Рансома .	39	133
„ „Rote Erde" . .	50	155
„ Круппа, констр. W	66	47

[1] По этому поводу также Gutacker, Über die statische Wirkung verschiedener Spundwandeisen, „Zentralbl. d. Bauv.", 1915, стр. 263.

[2] „Zentralbl. d. Bauv.", 1925, стр. 521.—„Jahrb. d. Hafenbautechn Gesellschaft", 1920, стр. 245.

НТБ ДНУЖТ

Если трение песка и оказывает более значительное сопротивление забивке, то согласно этим данным трение в замке с обоймой шпунтовых пластин Рансома и «Rote Erde» все-таки больше при более крупных зернах хрящеватого песка. Отсюда и из опытных данных, полученных при выдергивании шпунтовых стенок и вообще на основании наблюдений при забивке железных шпунтовых стенок (явление «захвата о собой» шпунтины, забитой раньше), Шек считает величину трения в замке настолько значительной, что без всяких опасений в основу расчетов кладет полный момент сопротивления, отнесенный к оси стенки. Такого же мнения придерживаются Циммерман[1], Бернгардт[2], Франциус[3] и Гутакер[4]. Для подкрепления этого взгляда часто указывают на то, что многие из существующих стенок, в случае расчета по моменту сопротивления отдельных шпунтин, испытывали бы такие чрезмерные напряжения, которые привели бы к значительному их прогибу и даже разрушению. Против этого можно однако возразить, что ввиду неопределенности действительных величин давления земли во всех этих случаях не установлено, испытывает ли на самом деле стенка расчетные усилия, т. е. не объясняется ли ее устойчивость тем обстоятельством, что действительное давление земли менее расчетного.

Во всяком случае достоверно то, что при прогибе пластины защемляются, в результате чего создается весьма значительное сопротивление трения. Если и могут существовать сомнения относительно возможности безоговорочного распространения выводов, касающихся трения в замке во время забивки шпунта, на условия напряжения находящейся в покое стенки, так как при перегибе дело идет только о незначительных взаимных перемещениях шпунтин, то, с другой стороны, все же надо предполагать, что силы трения, обнаруживающиеся при забивке, ввиду постоянных сотрясений, менее значительны по сравнению с трением, которое создается в замке, если шпунтовые пластины взаимно перемещаются только вследствие своего прогиба. Доказательством служит то обстоятельство, что при попытке выдернуть пластину из забитой стенки необходимо приложить чрезвычайно большое, практически нередко едва осуществимое усилие, но можно обойтись значительно меньшими усилиями, направленными вверх, в виде быстрых ударов.

Числовую величину сопротивления трения при прогибе стенки в замке можно определить, если извлекать из земли без сотрясений при помощи постоянного усилия отдельно забитые шпунтины и для сравнения отдельные пластины из непрерывной стенки; грунтовые условия должны быть одинаковы. Разница усилий в обоих случаях определяет трение в замке; такие опыты следовало бы произвести в различных грунтах (песок, гравий, глина и т. д.).

Движение следует производить по возможности медленно; полученные вначале его значения были бы ближе всего к тем, которые возникают при прогибе стенки.

Резюмируя все изложенное, можно сказать следующее. В виде общего правила следует принять, что трение в замке достаточно для

---

[1] „Zentralbl. d. Bauv.", 1913, стр. 333.
[2] Там же, 1913, стр. 712.
[3] Там же, 1903, стр. 435.
[4] Там же, 1905, стр. 263.

НТБ ДНУЖТ

того, чтобы воспрепятствовать взаимному перемещению шпунтин, и что следовательно в общем и для стенок Ларсена и «Rote Erde» можно включать в расчет момент сопротивления относительно оси стенки. Если грунт мягок или тем более скользкий, как глина или глей, или если шпунтины расположены открыто в воде, так что приходится считаться со значительным уменьшением трения в замке, и если сверх того глубина забивки незначительна и нет насадок или поясов, обеспечивающих шпунтинам неизменность, то для момента сопротивления надо принимать меньшие значения. Однако даже в самом неблагоприятном случае будет достаточно задаваться примерно средним из обоих значений этих моментов, т. е. для системы Ларсена без сжатия шпунтин вполне достаточно $^2/_3$, а для той же системы со сжатием и для системы «Rote Erde» — около $^3/_4$ значений совершенно неподвижного соединения в замке.

г) Детали современных распространенных систем.

В настоящее время в употреблении сравнительно немного систем железных шпунтовых стенок: в Германии применяются наряду с крестовым шпунтом Круппа и волнообразные шпунтины, между тем как в Северной Америке первенство принадлежит системе «Лакаванна», в Англии же и Америке распространены «Универсаль-Джойст» и «Универсаль-Компаунд». Подробные данные приведены в таблицах 19—22. В Германии имеют применение следующие системы.



Рис. 118. Двойной шпунт Рансома.

1) «Неклепаный Ларсен»[1] (рис. 113), изготовляемый Акц. об-вом объединенных сталелитейных заводов на Дортмундском прокатном заводе. Прежняя клепаная конструкция ларсеновских железных пластин более не изготовляется. «Неклепаный Ларсен» прокатывается в настоящее время шести различных размеров, причем делается как из обыкновенного железа (литая сталь 37), так и из высокосортной строительной стали с сопротивлением примерно от 50 до 60 *кг/мм*^{2}.

2) Система Круппа, лит. W (рис. 114), изготовляемая заводом Фридрих-Альфред в Рейнгаузене на Нижнем Рейне. В настоящее время прокатывается только еще лит. W2.

3) Система Рансома (рис. 115), распространяемая Обществом торкретирования и прокатываемая также на крупповских заводах в Рейнгаузене и притом только одного размера. Из этих пластин можно клепкой составить коробчатую систему (рис. 118).

4) Система Лампа (рис. 116) на Родингенском прокатном заводе изготовлялась трех размеров (I, II, III); с начала войны 1914 г. производство ее прекратилось.

5) Система «Rote Erde» (рис. 117) прокатывалась до войны на прокатном заводе в Эше (Люксембург); шпунтины изготовлялись различных размеров, указанных в таблице. По условиям мирного договора прокатный завод и право изготовления перешли к французскому

---

[1] Stecher, Die Verwendung eiserner Spundwände Form Larsen im Hafenbau, „Jahrb. d. Hafenbautechn. Gesellsch.“, 1924, т. 7, стр. 194, Гамбург 1925.

НТБ ДНУЖТ

Таблица 19.

Система	Размер	Вес g (в $кг$)		Момент сопрот. W^1 на 1 пог. $м$ стенки (в $см^3/кг$)	$W:G$ на 1 пог. $м$ стенки (в $см^3/кг$)	Длина волн	Ширина пластины	Высота волны	Толщина спинок		Толщина ребер		
		На 1 пог. $м$ пластины	На 1 $м^2$ стенки			Размеры (в $мм$)							
						a	b	c	d	e	f	g	h
„Ларсен“ (рис. 113)	Ia	33	82	380	4,6	800	400	130	7	—	7	—	—
	I	38	93	493	5,2	800	400	150	8	—	8	—	—
	II	49	122	849	7,0	800	400	200	10,5	—	10	—	—
	III	62	155	1 363	8,8	800	400	247	14,5	—	10	—	—
	IV	75	187	2 037	10,9	800	400	310	15,5	—	12	—	—
	V	100	238	2 962	12,5	840	420	344	22	—	13	—	—
„Крупп“ (рис. 114)	W 2	40	263	840	3,2	—	153	170	—	—	—	14	9
„Рансом“ (рис. 115)	—	48	133	342	2,6	363	363	80	13	8	8	8	—
„Ламп“ (рис. 116)	I	39,9	99,7	500	5,0	800	400	125	8	8	7	—	—
	II	43,3	130	700	5,4	666	333	130	10	10	8	—	—
	III	74,8	187,1	1 705	9,1	800	400	225	15	15	10,5	—	—
	IV	78,2	195,5	2 220	11,4	800	400	280	14,5	14,5	11	—	—
	V	104,5	243	3 115	12,8	860	430	320	18	18	12	—	—
„Rote Erde“ (Франция) (рис. 117)	I	32	84,3	231	2,7	380	380	80	7,5	7,5	6	6	6
	II	42,8	112,7	485	4,3	380	380	130	9	10	6	7	6
	III	51,7	136,1	744	5,5	380	380	170	10	12	7	9	7
	IIIa	55,7	146,6	770	5,3	380	380	170	10	12	9	9	9
	IV	59,5	156,6	966	6,2	380	380	190	13	15	7	10	7
	IVa	67,0	176,4	1 055	6,0	380	380	190	14	15	10	10	9
	V	88,0	160,0	1 275	8,0	550	550	230	13	14	9	9	9
	VI	109	198	1 700	8,6	550	550	265	17	19,5	10	10	10
	VII	134,7	244,9	2 233	9,1	550	550	280	24,5	27	11	11	11
	VIIa	142,1	258,4	2 288	8,9	550	550	280	24,5	27	13	13	13

[1] В предположении неподвижного соединения в замке. Относительно действительной величины у Ларсена и Rote Erde см. текст.

НТБ ДНУЖТ

акц. об-ву «Societe Metallurgique des Terres Rouges». Более тяжелые модели этой системы после войны не прокатываются.

В таблицах для всех систем шпунта приведены моменты сопротивления в предположении жесткого соединения пластин в замке. Действительные величины значений моментов для стенок Ларсена и «Rote Erde» указаны выше. Сверх того для каждого размера отдельных систем дано отношение момента сопротивления к весу. Эти цифры являются признаком более или менее достаточного использо-

Таблица 20.

Система „Лакаванна" Вифлеемской стальной компании, Северная Америка (рис. 98 *a* и *b*).

Номер	Ширина пластины от середины замка до середины замка, *мм*	Толщина спинки, *мм*	Вес *G* на 1 $м^2$ стенки, *кг*	Момент сопротивления *W* на 1 *пог. м* стенки, $см^3$	*W* : *G* $см^3/кг$
SPH_{15}	381	11,1	227	507	2,2
SPE_{14a}	356	12,7	190	370	1,9
SPE_{14}	356	9,5	171	351	2,1
SPA_{12}	324	12,7	195	208	1,1
SPB_{12A}	324	12,7	188	203	1,1
SPB_{12}	324	9,5	171	202	1,2
SPG_{85}	216	5,2	101	83	0,8
SPC_7	178	6,3	105	52	0,5

Примечание. Три первых номера (SPH_{15}, SPE_{14a} и SPE_{14}), имеют волнообразную форму (рис. 98 *b*), а остальные прямое ребро (рис. 98 *a*).

Таблица 21.

Система „Универсаль-Джойст", Англия (рис. 92).

Размер I балок в *мм*				Вес *G* на 1 $м^2$ стенки в *кг*	Момент сопротивления на 1 *пог. м* стенки в $см^3$	*W* : *G* на 1 *пог. м* стенки в $см^3/кг$
Высота ребра	Ширина полки	Толщина ребра	Толщина полки			
381	127	10,2	15,0	210	446	2,1
305	127	8,9	14.0	225	509	2,3
254	127	9,1	14,0	257	608	2,4
203	127	8,9	14,6	303	765	2,5
152	127	10,4	13,2	372	967	2,6
127	127	9,4	14,0	404	1 140	2,8

Примечание. Обоймы одинаковы для всех размеров; толщина полки — 12,7, а ребра 6,35 *мм*.

НТБ ДНУЖТ

Таблица 22.

Система „Универсаль-Компаунд“, Англия (рис. 93).

Высота ребра *мм*		Вес G на 1 $м^3$ стенки в *кг*	Момент сопротивления на 1 *пог. м* стенки в $см^3$	$W : G$ на 1 *пог. м* стенки в $см^3/кг$
Главной балки	Добавочной балки			
381	381	364	2 925	8,0
381	305	336	2 038	6,1
381	203	321	1 353	4,2
305	305	382	2 507	6,6
305	254	372	2 052	5,5
305	152	349	1 262	3,6
254	254	433	2 445	5,6
254	203	421	1 976	4,7
254	152	419	1 505	3,6

Примечание. Размеры те же, что и для «Универсаль-Джойст».

вания железа. Оказывается, что наименьшее использование у шпунта «Лакаванна» и у английской неусиленной системы «Универсаль-Джойст», а затем у Рансома и Круппа. В связи с этим Крупп применяется редко и только там, где встречаются препятствия в грунте; он прекрасно проходит дерево, тяжелую гальку и др.

«Универсаль-Компаунд» менее выгодна, чем волнообразные профили, если исключить самые малые и легкие размеры. Лучшее использование материала оказывается у самого тяжелого размера системы Ламп; момент сопротивления этого профиля даже в случае отсутствия трения в замке используется полностью; однако замок этой системы, расположенный у крайних волокон, более чувствителен, чем лучше расположенный замок «Rote Erde» или же более совершенный замок системы «неклепаный Ларсен». Неблагоприятно положение замка и в системе Рансома, кроме того пластины вследствие своеобразной формы перекашиваются во время забивки. Однако единичные случаи применения этой системы не позволяют еще вынести окончательного суждения.

«Ларсен» в отношении использования материала далеко превосходит «Rote Erde», если в основу сравнения положить полный момент сопротивления в предположении, что пластины неизменно соединены между собою в замке. Как уже указано выше, если нельзя с достоверностью рассчитывать на достаточное трение в замке, то момент сопротивления «Ларсена» придется принять сравнительно меньше, чем для стенки «Rote Erde»; однако несмотря на это использование железа в «Ларсене» остается более целесообразным даже и в самом неблагоприятном случае.

Дортмундский союз по заказу обжимает на заводе свои шпунтины по две штуки вместе и закрепляет их при помощи гидравлических прессов (рис. 119) на определенных расстояниях; в этом случае соединение каждого второго замка в стене можно с достаточной точностью считать жестким. Легко подвижный пресс может устанавли-

НТБ ДИИТ

ваться и на месте работ. На рис. 120 изображен подобный пресс в соединении с платформой на катках для соединения спариваемых шпунтин.

Соединенные таким образом шпунтины Ларсена, как сказано выше, в отношении момента сопротивления равноценны «Rote Erde», а в отношении использования железа превосходят ее; замок ларсеновского шпунта плотнее и крепче, а забивка пластин «Rote Erde» кроме того затрудняется различной толщиной их спинок, так что равнодействующая сопротивления забивке не проходит посредине пластины, как у «Ларсена».

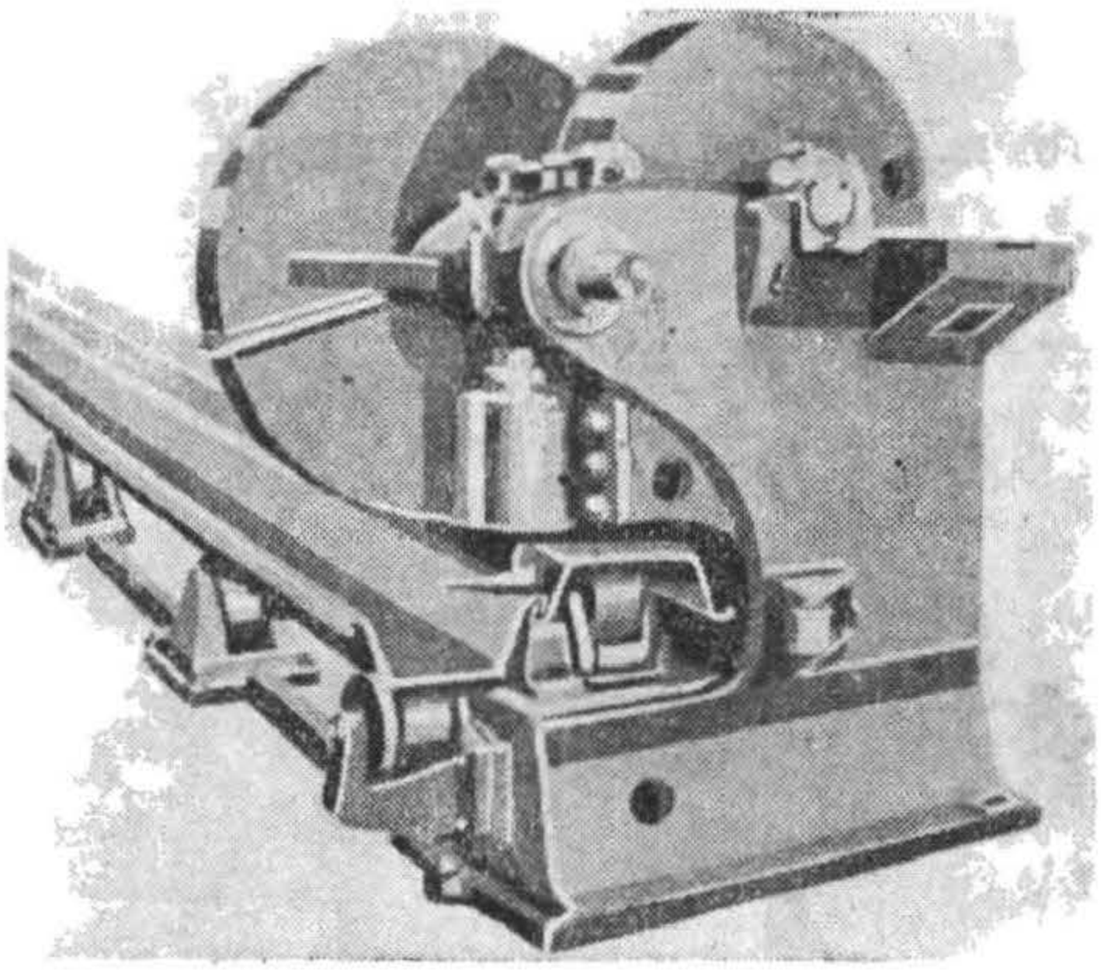


Рис. 119. Прокатка замка шпунтовой пластины системы „неклепаный Ларсен".

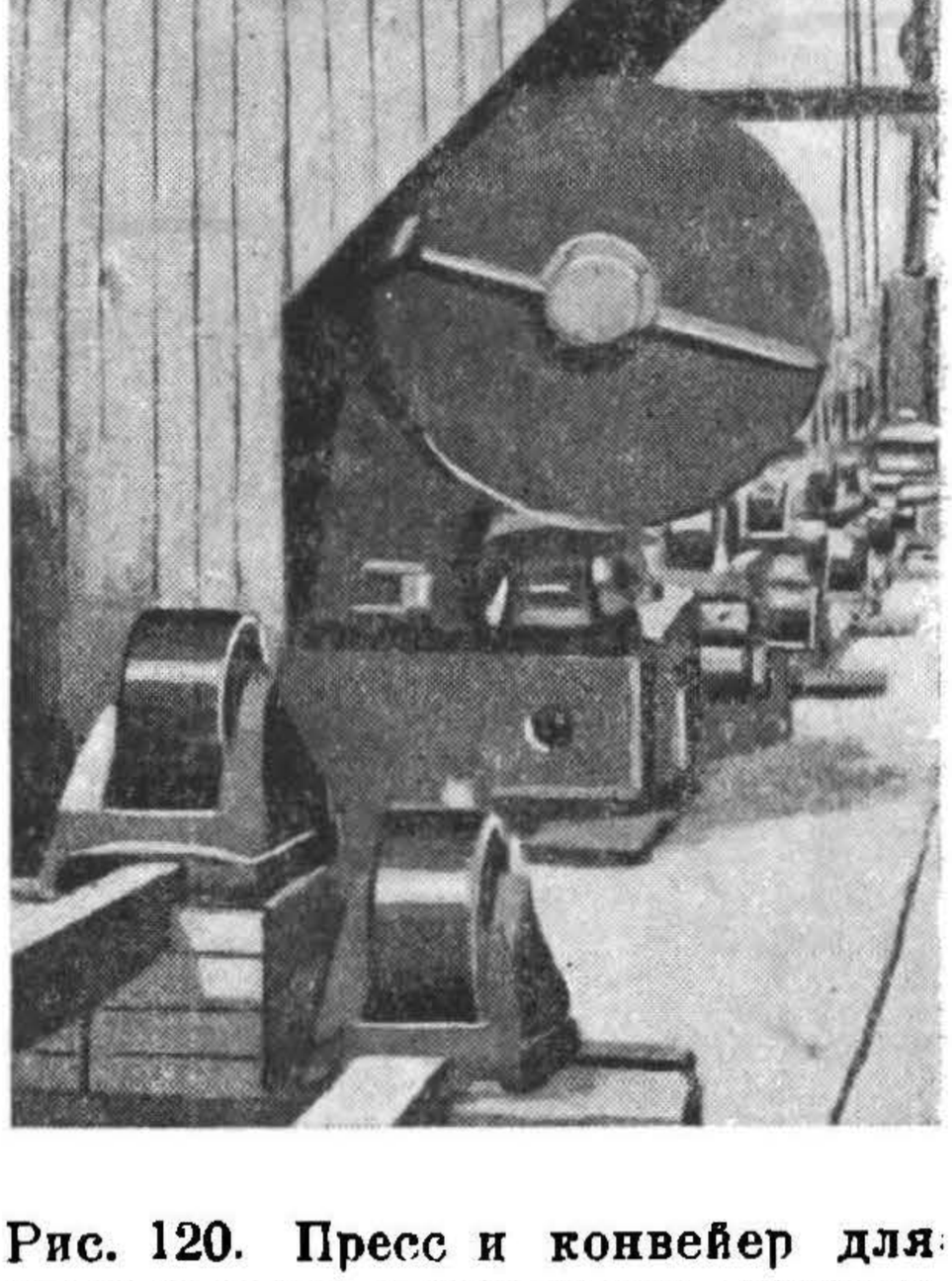


Рис. 120. Пресс и конвейер для сплачивания шпунтовых пластин системы „неклепаный Ларсен".

Результаты сравнения систем железного шпунта, если исключить из поля зрения «Rote Erde», показывают, что для специальных целей имеет значение система Круппа W2, а первое место в общем занимает Ларсен. Однако в определенных случаях и при соответствующих ценах на железо может конкурировать и Рансом.

д) Соединения углов и устройство насадок.

Железный шпунт с замком с обоймою благодаря зазору в замке может давать криволинейные очертания ограждений. «Rote Erde» и Рансом допускают забивку по кривой с радиусом, в 2,5 раза превосходящим ширину одной шпунтины, т. е. равным от 0,3 до 1,4 *м*.

«Неклепаный Ларсен» можно забивать по кругу радиусом в 4 *м*, а при благоприятных грунтовых условиях и до 2,5 *м*[1].

Данных для стенок систем Круппа W и Ламп не имеется. Наименьшая возможная величина радиуса закругления зависит не только

[1] Исполнено с 11-*м* пластин «Ларсена» размера III при работах по постройке шлюза в Флессгейме.

НТБ ДНУЖТ

от формы шпунтины, но также и от ее длины, от глубины забивки и от грунтовых условий.

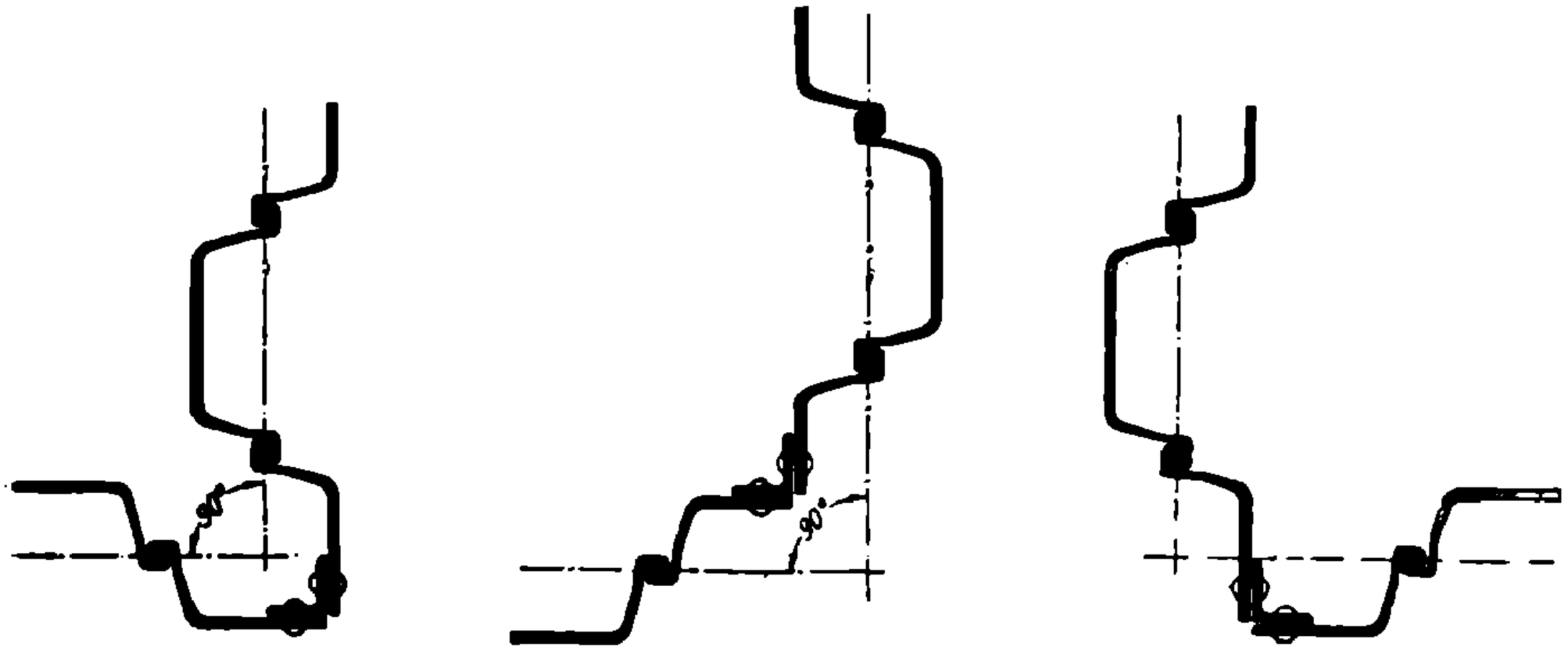


Рис. 121. Образование прямых углов из шпунта системы Ларсена.

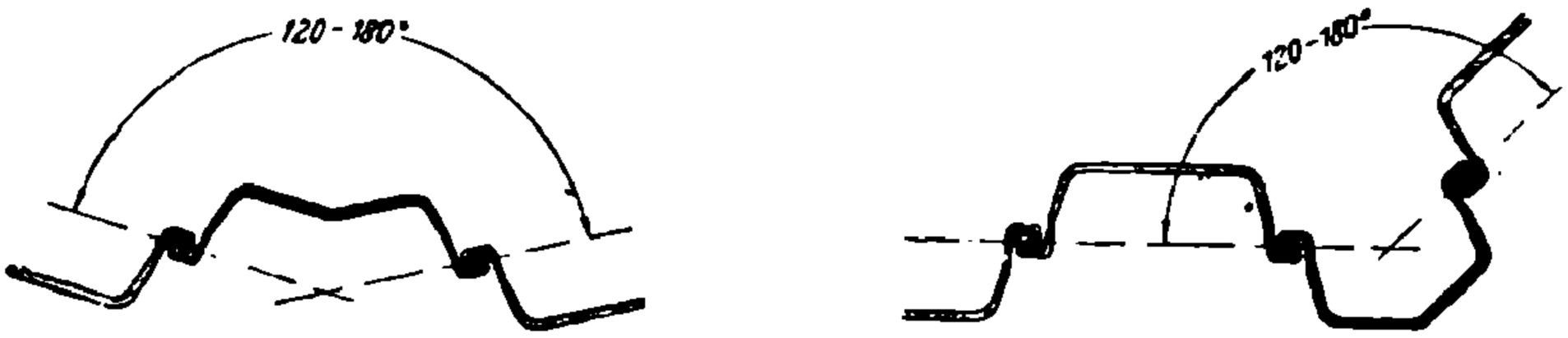


Рис. 122. Тупые углы в стенке Ларсена.

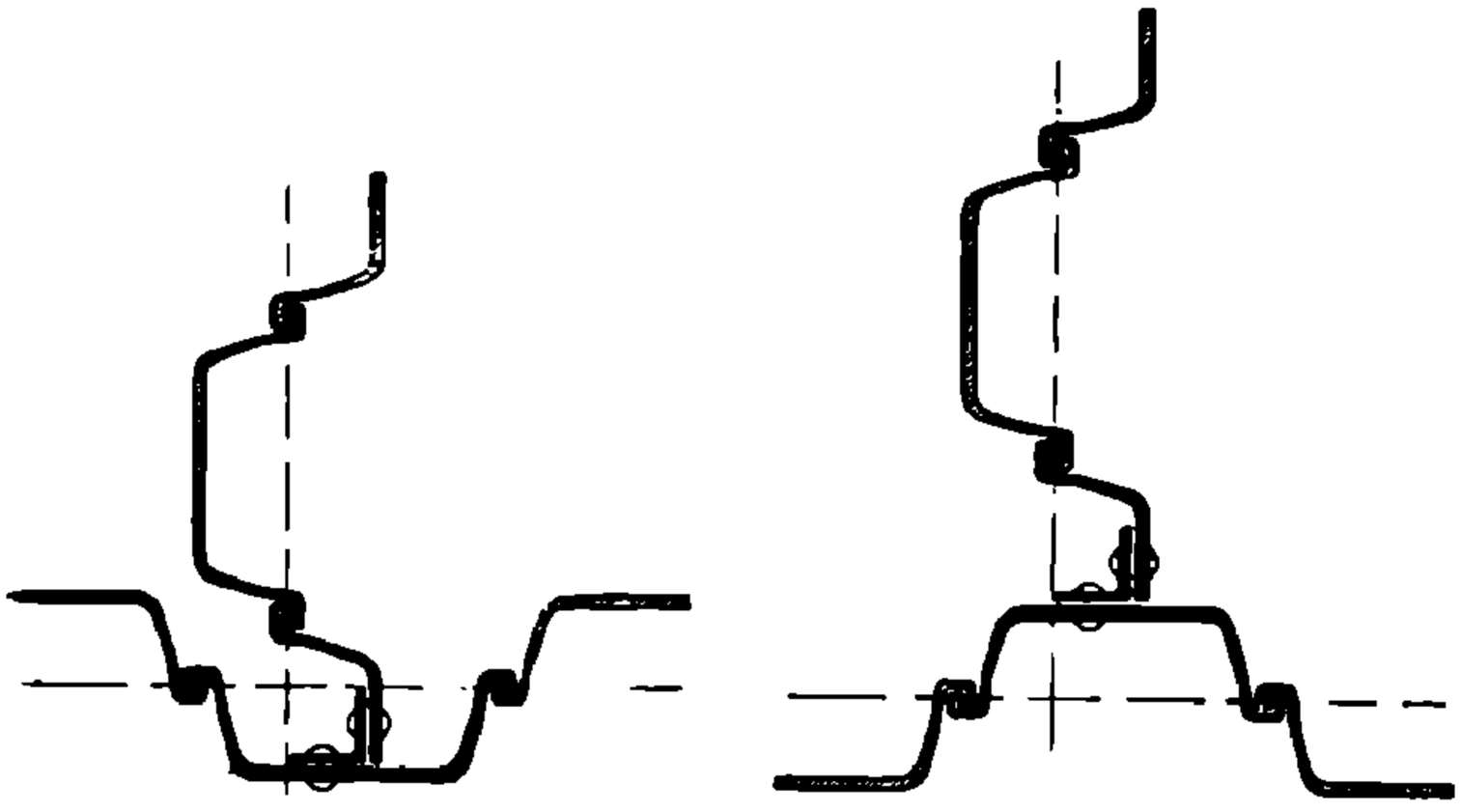


Рис. 123. Ответвления стенки Ларсена.

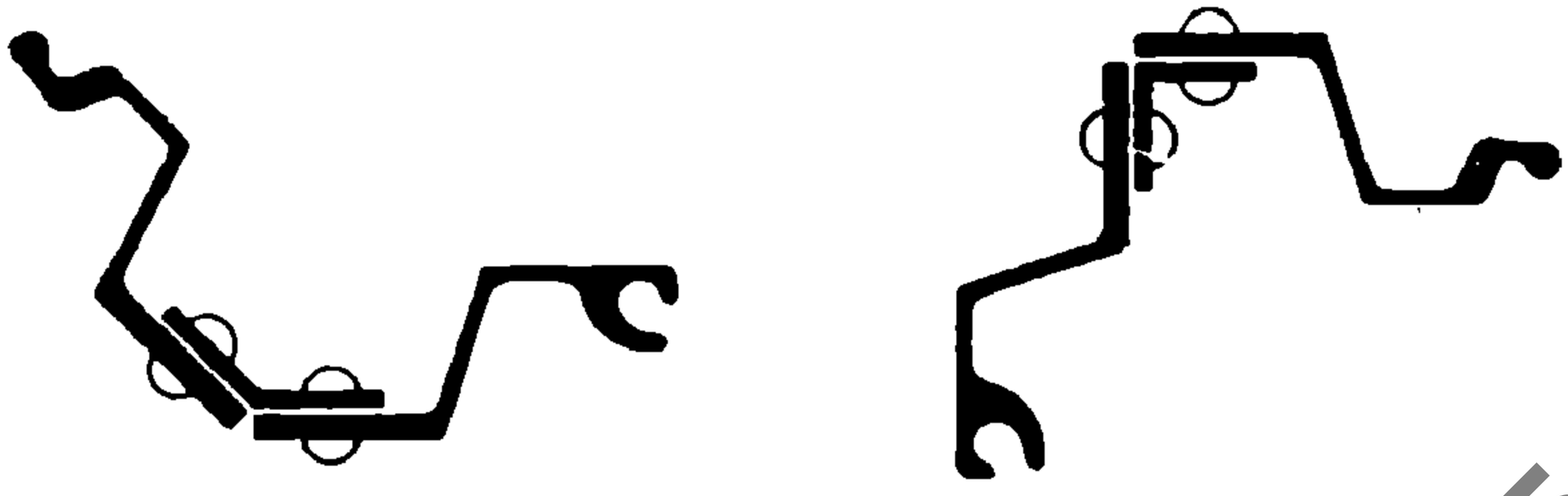


Рис. 124. Углы в стенке Рансома.

У стенок «Rote Erde» и Ламп можно изменить без всяких затруднений направление забивки на 90°, т. е. образовать в стенке угол. Другие системы не допускают этого, и таким образом за исключением

НТБ ДПУКТ

систем «Rote Erde» и Ламп образование углов возможно только при помощи склепанных шпунтин. При «Ларсене» можно образовать тупые углы, разгибая или сгибая пластину (рис. 122). Получающиеся в результате указанных приемов конструкции углов для систем: «не-

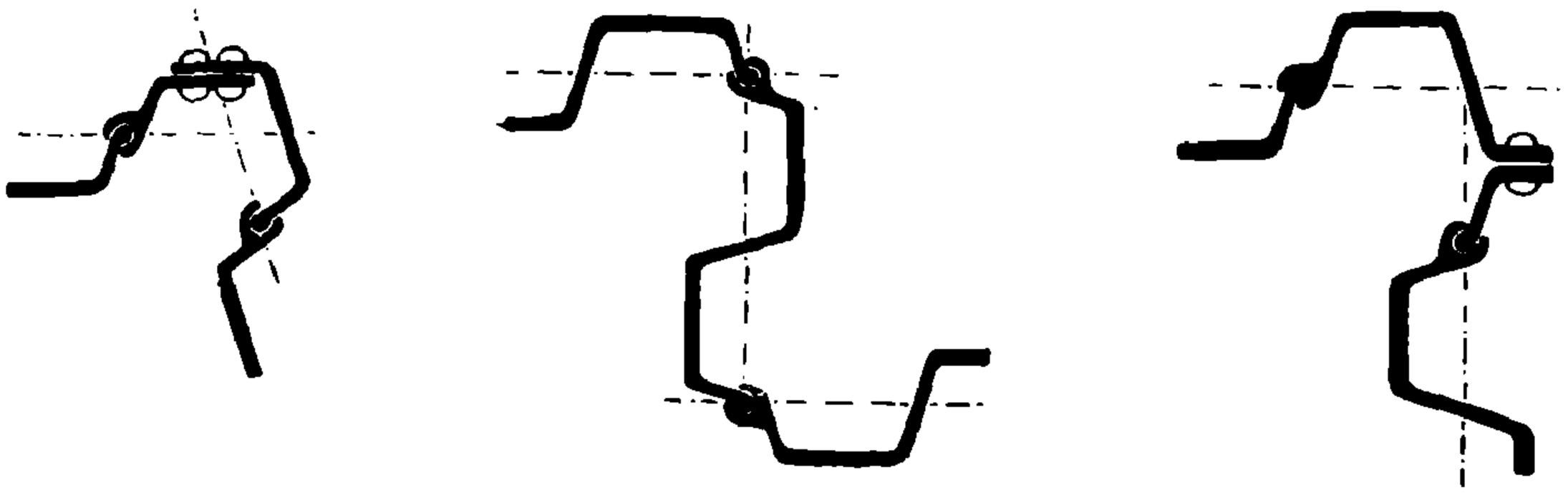


Рис. 12 Углы в стенке „Rote Erde".

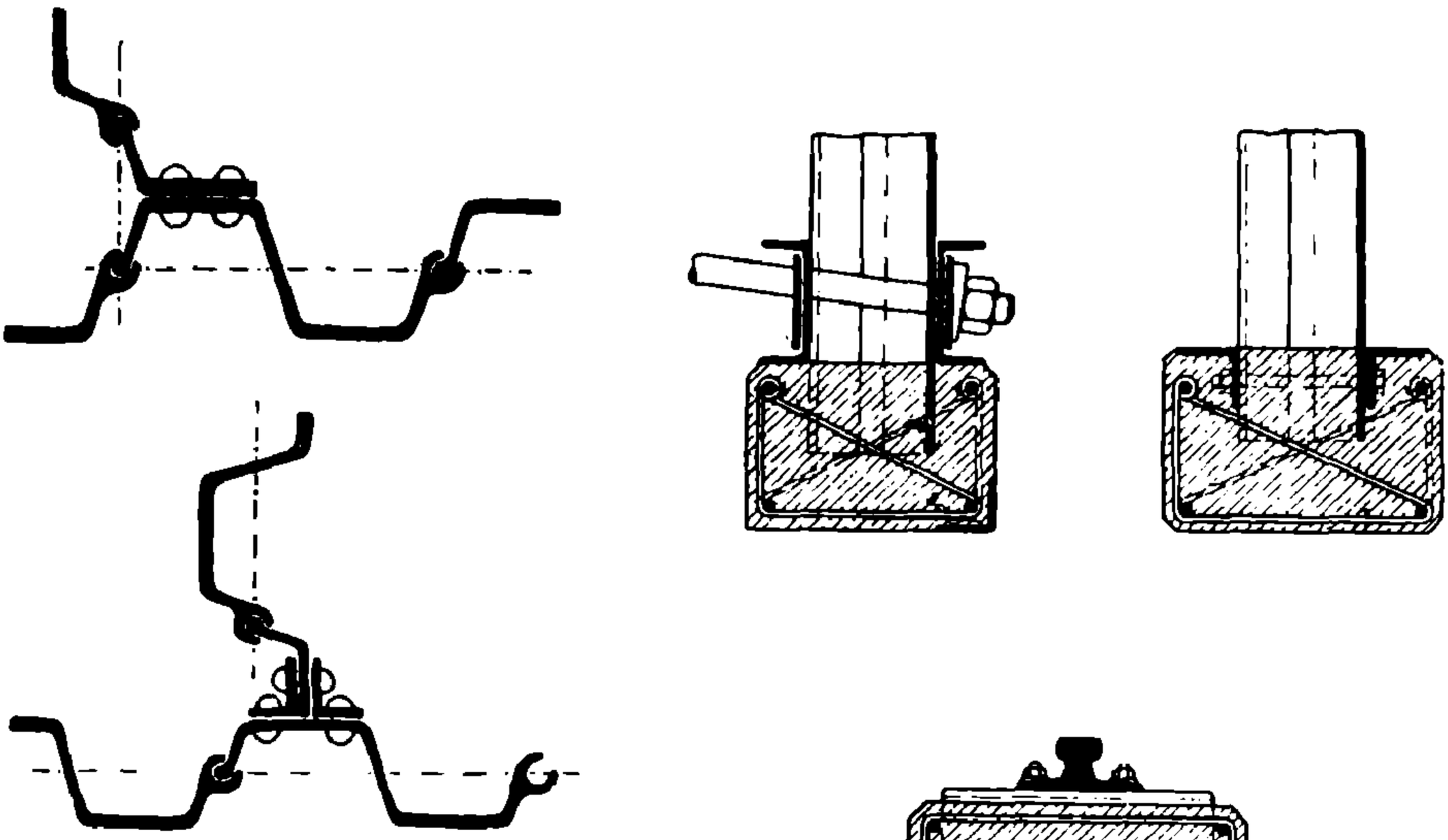


Рис. 126. Ответвления в стенке „Rote Erde".

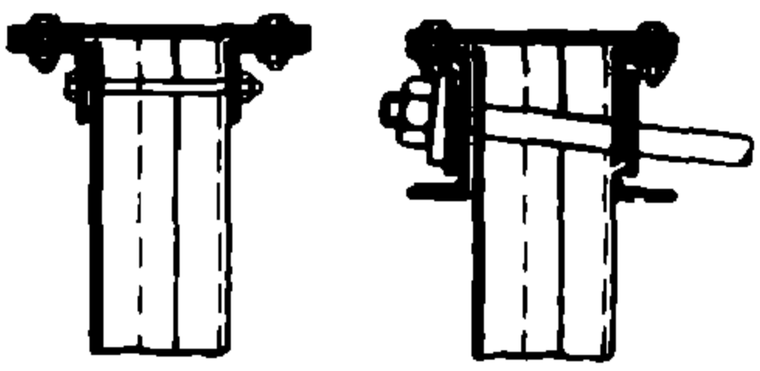


Рис. 127. Железные насадки железных шпунтовых стенок.

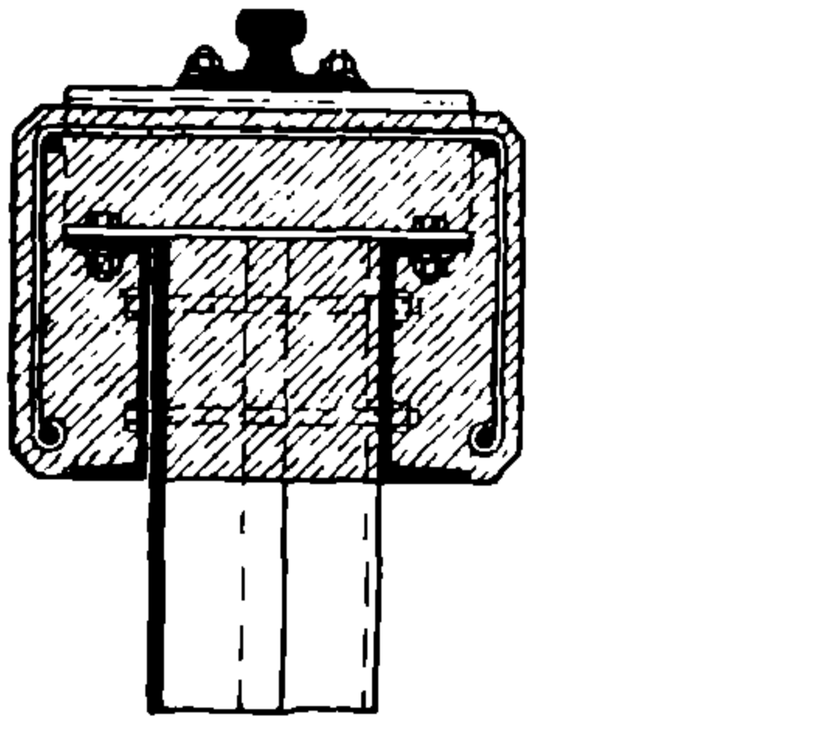


Рис. 128. Насадка железной шпунтовой стенки из железа и железобетона.

клепаный Ларсен», Рансом и «Rote Erde» изображены на рис. 121, 122 и 124 и 125. Устройство углов Ламп имеет сходство с углами «Erde». Для системы Крупна W необходимы клепаные пластины. Ответвления под прямым углом изображены на рис. 123 и 126.

Рекомендуемые способы устройства насадки на железных шпунтовых стенках показаны на рис. 127—129 [1].

[1] Рис. 127 и 128 заимствованы из каталога «Ларсена».

НТБ ДНУЖТ

Конструкция насадки зависит от ее положения и расчетного напряжения; более легкие насадки образуются схватками из уголкового или швеллерного железа с верхним перекрывающим листом (рис. 127), а для более тяжелых применяют железобетон (рис. 128). На правой стороне рис. 128 показано расположение подкранового рельса на насадке шпунтовой стенки; рис. 129 изображает насадку железной шпунтовой стенки шлюза, причем насадка допускает скольжение по ней судовых канатов [1].

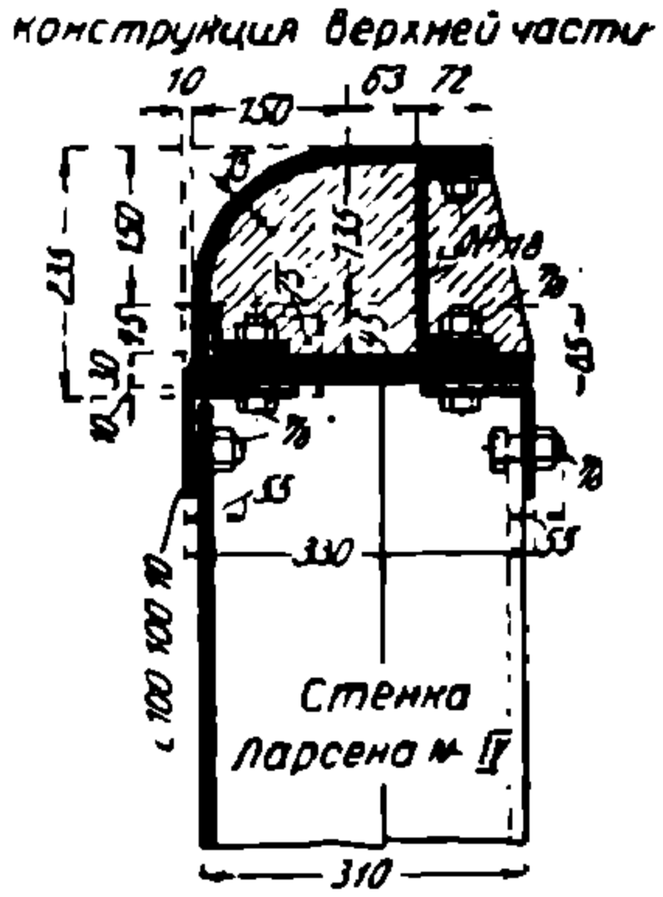


Рис. 129. Головная часть направляющей стенки Фридрихсфельдского шлюза.

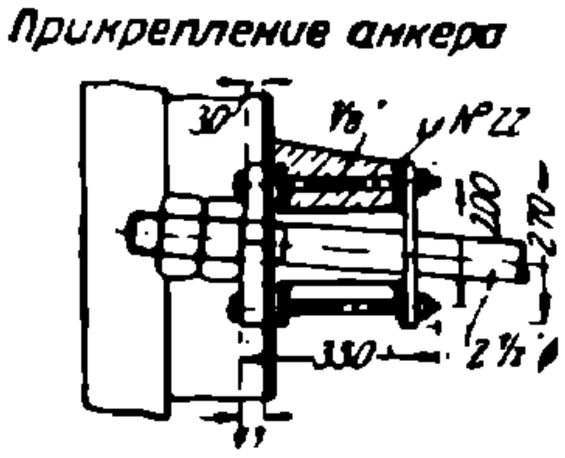


Рис. 130. Анкерное соединение направляющей стенки Фридрихсфельдского шлюза.

Анкерная насадка (рис. 130) [2] расположена с задней стороны такой же стенки, причем за гребни волн шпунтовой стенки не выдается никаких конструктивных частей.

5. Сваи и шпунтовые пластины из железобетона.

а) Сплошные железобетонные сваи.

1. Форма.

Железобетонные сваи можно изготовлять более значительных размеров, чем деревянные, однако уже 20-метровые сваи настолько тяжелы и громоздки, что требуются особые приспособления для перемещения и копры особой конструкции для их забивки. Поэтому длинные железобетонные сваи применяются довольно редко; следует упомянуть о сваях 1913 г. в порту Сан-Франциско [3] длиной 29,75 *м* и 51 *см* в стороне квадратного сечения; в Манильском порту [4] забиты железобетонные сваи длиною до 34 *м* и сечением 61 × 61 *см*; вес их доходил до 32 *т*.

Изготовление сплошных железобетонных свай круглого сечения обходится дорого, и поэтому такие сваи применялись только в первое время, когда они изготовлялись еще в вертикальном положении; этот способ вообще теперь оставлен. При горизонтальном способе изготовления опалубка круглых свай обходится слишком дорого за исключением свай Ченовета [5] со спиральной арматурой цельно решетчатого металла.

---

[1] „Handbuch f. Eisenbetonbau", изд. 3, т. III, Grundbau, стр. 271, Берлин.

[2] Фридрихсфельдский шлюз. По указанной выше статье Штехера. „Jahrb. d. Hafenbautechnischen Gesellschaft", т. VII, 1924, стр. 203, рис. 18, Гамбург.

[3] Там же, рис. 16.

[4] „Eng. Record", 1914, стр. 736; „Deutsche Banztg.", 1914, стр. 192.

[5] „Eng. News Rec.", 1925, т. 94, вып. 18. „Bautechnik", 1925, стр. 461 и 489.

НТБ ДНУЖТ

Треугольные сваи с обделанными на фаску ребрами применялись ранее в предположении значительной их несущей способности благодаря большей величине периметра поперечного сечения. Однако во время новейших опытов выяснилось, что сопротивление забивке и несущая способность под нагрузкой больше всего у круглых свай, которые имеют наименьший периметр. Сверх того треугольные сваи вызывают известные затруднения в сопряжении с сооружением, особенно при наклонном их положении, поэтому в настоящее время обычно применяются четырехугольные или многоугольные сваи.

Для устройства основания здания управления Голландско-Американской линии в Роттердаме [1] применены 20-метровые сваи; внизу и вверху на протяжении одного метра поперечное сечение их представляет равносторонний треугольник с закругленными углами; длина сторон — 50 *см*; на остальной длине боковые поверхности немного вдавались внутрь с целью ослабления сопротивления при забивке. Такое же поперечное сечение, только без вогнутости средней части, было придано железобетонным сваям под зданиями окружного суда в Берлине — Веддинге [2] и полицейского управления в Шарлоттенбурге [3].

Самой распространенной в настоящее время формой забивных железобетонных свай является квадрат с притупленными углами; такие сваи применялись уже Геннебиком вместо первоначальной круглой формы. В случае прямоугольных свай устройство опалубки обходится дешевле всего, а сопряжение с сооружением является наиболее простым.

В случае более значительного скашивания углов квадратной сваи получается свая восьмиугольная, которая применяется со спиральной арматурой свай; употребляются и сваи правильного пятиугольного или шестиугольного сечения (рис. 137, *a* — *c*, и рис. 138).

2. Бетон.

Для забивных железобетонных свай следует употреблять жирный бетон, обеспечивающий высокую крепость и плотность; однако бетон не должен быть слишком жирным во избежание появления трещин от усадки. Забивные железобетонные сваи требуют для твердения не менее 4, а правильнее 6 недель. Для свай, которые приходят в соприкосновение с морской или вредной для бетона грунтовой водой, следует применять доменношлаковый цемент, так как добавка трасса к портланд-цементу обусловливает слишком продолжительный срок твердения. При этом возраст сваи до забивки должен быть 6—8 недель для того, чтобы обеспечить переход водной окиси кальция цемента ($CaOH$) в менее чувствительную углекислую известь ($CaCO_3$).

В новейшее время часто употребляются также высокосортные цементы, которые могут найти себе широкое применение для изготовления железобетонных свай, так как в этом случае особое значение имеет быстрое твердение, а часто и устойчивость в отношении действия кислот.

---

[1] „Deutsche Bauzeitung", 1901, стр. 411.
[2] „Deutsche Bauzeitung", 1902, стр. 582 и 647. „Zentralbl. d. Bauv.", 1902, стр. 560.
[3] „Zentralbl. d. Bauv.", 1907, стр. 530.

НТБ ДНУЖТ

3. Армировка.

В качестве арматуры для железобетонных свай применяют в настоящее время почти исключительно продольные стержни из круглого железа с поперечными связями. Продольные стержни из железа других профилей встречаются только в отдельных случаях. Число продольных стержней соответствует числу ребер сваи или же превышает его вдвое, если по середине сторон по периметру сваи добавляется еще по одному стержню. Толщина продольных стержней колеблется от 16 до 35 *мм* в зависимости от размеров сваи. Стержни должны располагаться на таком расстоянии от наружных сторон сваи, чтобы толщина бетона между железом поперечных связей и наружной поверхностью сваи была не менее 2 *см*; это необходимо для того, чтобы обеспечить предохранение железа от ржавчины. Везде, где сваи подвергаются механическому износу (от ледохода, судовых толчков, течений и морского прибоя, особенно если вода несет за собою гальку или песок), бетону следует придавать большую толщину; у свай, которые приходят в соприкосновение с морской и вредной грунтовой водой, толщина бетона должна составлять по меньшей мере 5 *см*[1], во многих же случаях больше[2].

Поперечная арматура предназначена для противодействия продольному изгибу продольных стержней. Отдельные элементы ее носят названия «хомутов». Их устанавливают на взаимных расстояниях 8—10 *см*, причем у головы и у конца сваи они ставятся чаще, а в средней части реже. В качестве хомутов употребляется круглое железо диаметром от 3 до 6 *мм;* полосовое железо, которым раньше оплетали продольные стержни (или обвивали его спиралью)[3], не оправдало на практике своего назначения. Хомуты охватывают продольные стержни снаружи, проходя вдоль наружной поверхности сваи («охватывающие хомуты»), либо же захватывают два расположенных наискось друг к другу стержня («диагональные хомуты»). Хомуты, которые изнутри упираются в продольные стержни, называются «внутренними распорными хомутами».

Вместо хомутов круглого железа употребляется проволока толщиною от 2 до 3 *мм*, которая многократно навивается на продольные стержни (рис. 133) и иногда натягивается посредством закручивания (рис. 134). Строительная фирма Эд. Цюблина и К° в Страсбурге применяет скрученные фабричным путем распорные хомуты из проволоки (рис. 137), которые своими вилкообразными концами закладываются между продольными стрежнями и удерживают их таким путем на определенном расстоянии. Концы проволоки закручиваются, как это показано на левой стороне рисунка.

Вместо хомутов Консидер ввел спиральную обмотку из круглого железа; «спиральная обмотка» (рис. 131) запатентована. Сваи со спиральной обмоткой впервые применены в 1906 г. Густота обмотки бывает различна в зависимости от сопротивления грунта и

---

[1] „Zentralbl. d. Bauv.", 1922, стр. 286.

[2] Так например, согласно „Concrete", август 1924 („Bautechnik", 1925, стр. 55), для расположенных в морской воде железобетонных свай в Нью-Йорке было предписано на основании подробных исследований перекрытие железобетоном на 8,2 *см*

[3] „Zentralbl. d. Bauv.", 1908, стр. 469.

НТБ ДНУЭТ

сваи; у головы и конца сваи обмотка делается особенно густой. Проволока для спирали имеет толщину от 6 до 16 *мм*, а высота хода изменяется от 30 до 60 *мм*. Обмотка оказывает совершенно исключительное сопротивление сотрясениям при забивке. Часто встречающаяся у железобетонных колонн обмотка по системе Абрамова-Магид [1] из нескольких спиралей, обвивающих всегда только два соседних железных продольных стержня, более дорога и труднее выполнима, чем обмотки Консидера и ввиду этого повидимому не получает широкого применения.

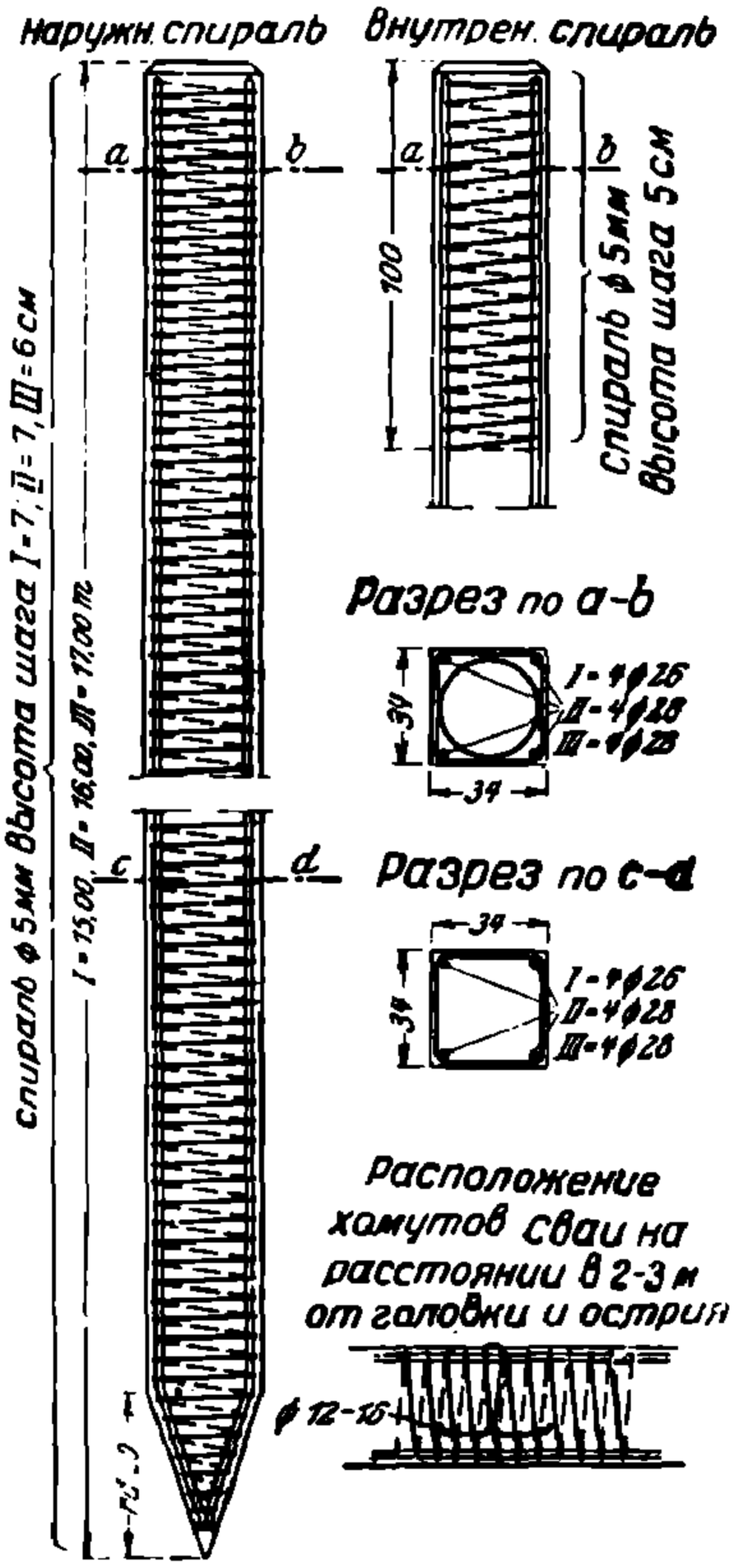


Рис. 131. Железобетонная забивная свая с железной спиральной обмоткой системы Консидера (в Германии, акц. о-во Вайсс и Фрейтаг).

Строительная фирма Вейрих и Рейнкен [2] в Киле употребляет для поперечной связи продольных стержней цельнорешетчатый металл (рис. 132), который обкладывается снаружи вокруг продольных стержней по всей их длине. Армированные таким способом сваи были весьма успешно забиты в крупном гравелистом грунте при постройке амбаров в Кельне [3]. Цельнорешетчатый металл применяется также и для упомянутой выше сваи Ченовета [4].

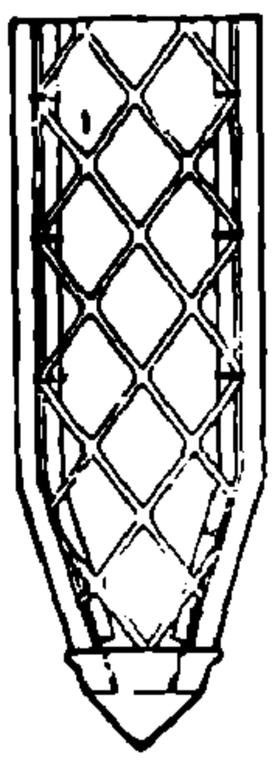


Рис. 132. Железобетонная забивная свая по системе Вейриха и Рейнкена, армированная цельнорешетчатым металлом.

В качестве примера своеобразного способа армирования здесь следует упомянуть о том, что несколько лет назад при устройстве нового фундамента подмытых быков железнодорожного моста линии Чечуан-Гонконг в Китае при благоприятных грунтовых условиях были забиты бетонные сваи с применением в качестве арматуры вместо железных продольных стержней бамбуковых стволов [5] с поперечным соединением их железными хомутами толщиной 6 *мм*.

4. Острие свай.

В отношении длины острия остаются в силе те же соображения, которые были уже высказаны по поводу деревянных свай. В тяжелых грунтах — гравии, песке, мергеле, твердой глине — острию придают длину, равную толщине сваи, а в более мягком грунте — в 1,5 раза

---

[1] Probst, Vorlesungen über Eisenbeton. т. 1, стр. 21, Берлин 1917.
[2] „Handbuch für Eisenbetonbau", изд. 3, т. III, Grundbau, стр. 265, рис. 415.
[3] „Beton und Eisen", 1909, стр. 31; „Deutsche Bauztg.", 1910, „Mitteil.", стр. 13.
[4] „Eng. Record", 1914, стр. 736.— „Deutsche Bauztg", 1914, „Mitteil.", стр. 192.
[5] „Deutsche Bauztg.", 1931, „Mitteil.", 1921, стр. 150.

ЦТБ ДНЗУКТ

большую. Острие делается из железа, так как бетон не оказывает сопротивления при забивке. Укрепление железного наконечника в противоположность прикреплению башмака к деревянной свае мо-

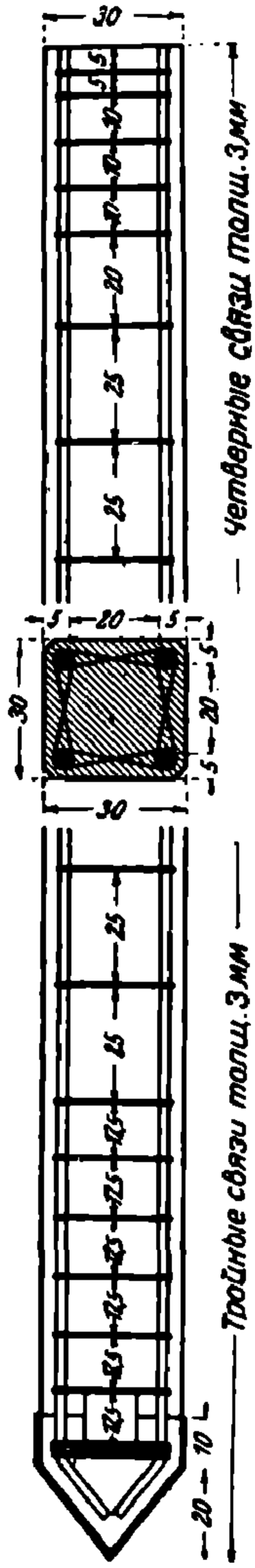


Рис. 133. Железобетонная забивная свая по системе Геннебика (Кристиани и Нильсен, верфь в Ревеле).

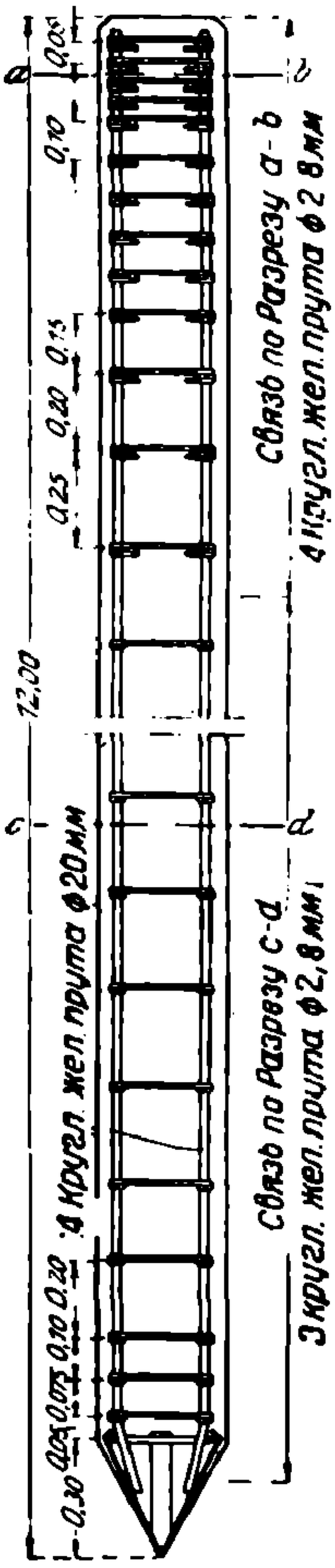
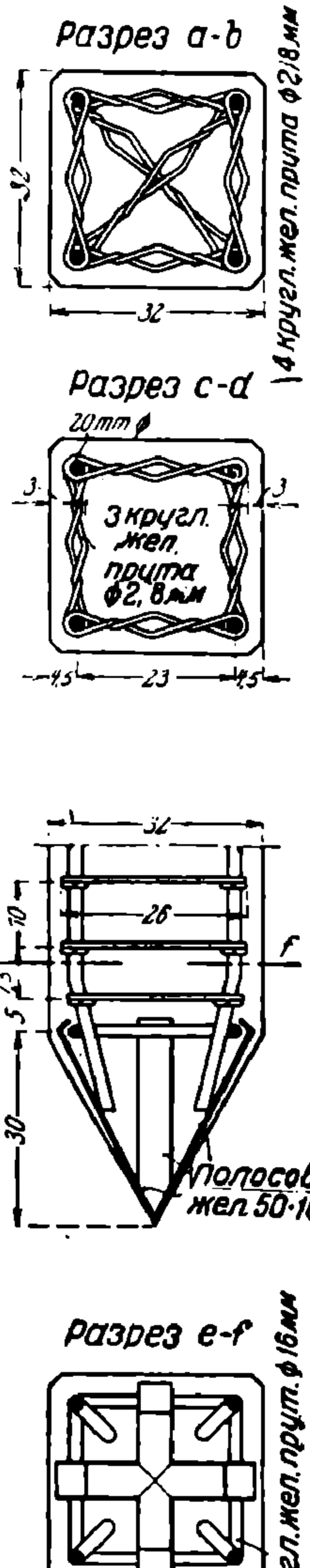


Рис. 134. Железобетонная забивная свая со спиралью из полосового железа (акц. о-во Ф. Гольцман, IV эллинг на заводах Северного моря в Эмдене, 1918).



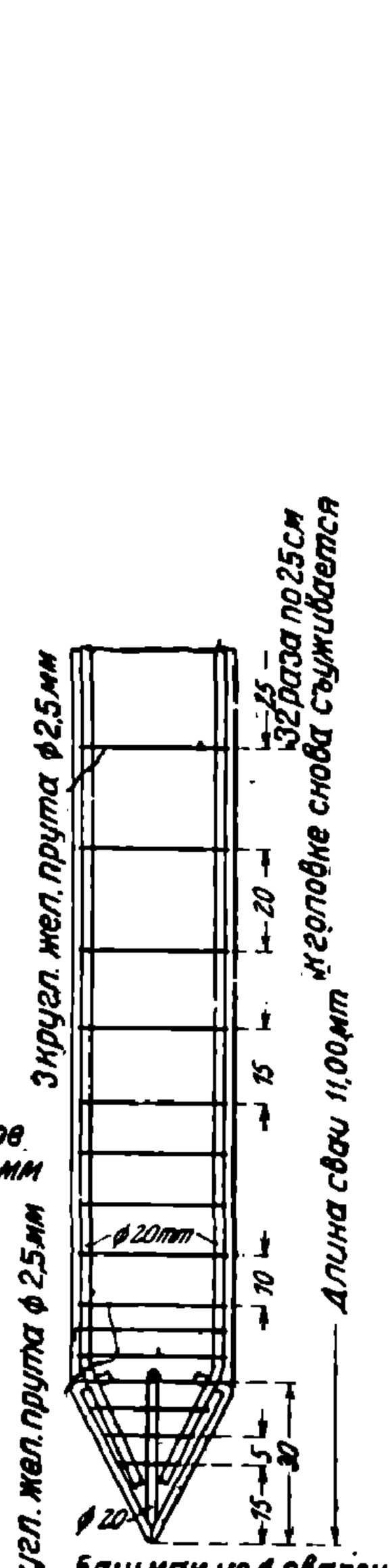


Рис. 135. Железобетонная забивная свая с острием из круглого железа (акц. о-во Ф. Гольцман, устройство набережной в Мюрвике у Фленсбурга, 1918). Поперечные соединения как на рис. 134.

жет быть выполнено совершенно безукоризненно. Геннебик[1] снабжал концы своих железобетонных свай чехлом из листового железа такого же вида, как и для деревянных свай. Новейшие конструкции

[1] „Handbuch für Eisenbetonbau", изд. 3, т. III, Grundbau, стр. 251, рис. 385.

НТБ ДНУЖТ

свай Геннебика (рис. 133) поперечному сохраняют тот же чехол, не находящийся в связи с железной арматурой сваи. Равным образом и острие свай с обмоткой по системе Консидера (Вайсс и Фрейтаг) часто снабжается железными башмаками с лапами из полосового железа в том виде, как они делаются для деревянных свай. В этом случае продольные железные стержни пригибаются к острию и продолжаются до башмака, так что последний в них упирается. Башмак из сваренных, положенных накрест друг на друга железных полос, изображен на рис. 134. Продольные стержни и здесь сгибаются у острия и схватываются кольцом из круглого железа толщиною 16 *мм*, на которое и нагоняется башмак из полосового железа.

Свая, представленная на рис. 135, имеет такую же конструкцию, только вместо полосового железа взято круглое и отсутствует кольцо из круглого железа.

Совершенно другую конструкцию имеет острие, изображенное на рис. 136. В данном случае нет особого башмака, а продольные железные стержни сваи соединены при помощи наконечника, так что они сами образуют острие; последнее армировано особенно прочно спиральной обмоткой 6-миллиметровой проволоки. Железный остов сваи изготовляют таким образом, что прежде всего складывают плотно друг к другу все четыре продольных железных стержня, вдвигают на конец кусок круглого железа толщиной 16 *мм*, длиной 15—20 *см* и связывают прутья между собой (рис. 136, *a*). После этого они свариваются и отковываются в виде острия; затем еще в горячем состоянии продольные стержни отгибаются и приводятся в положение, соответствующее форме сваи. В заключение вокруг острия делается спиральная обмотка.

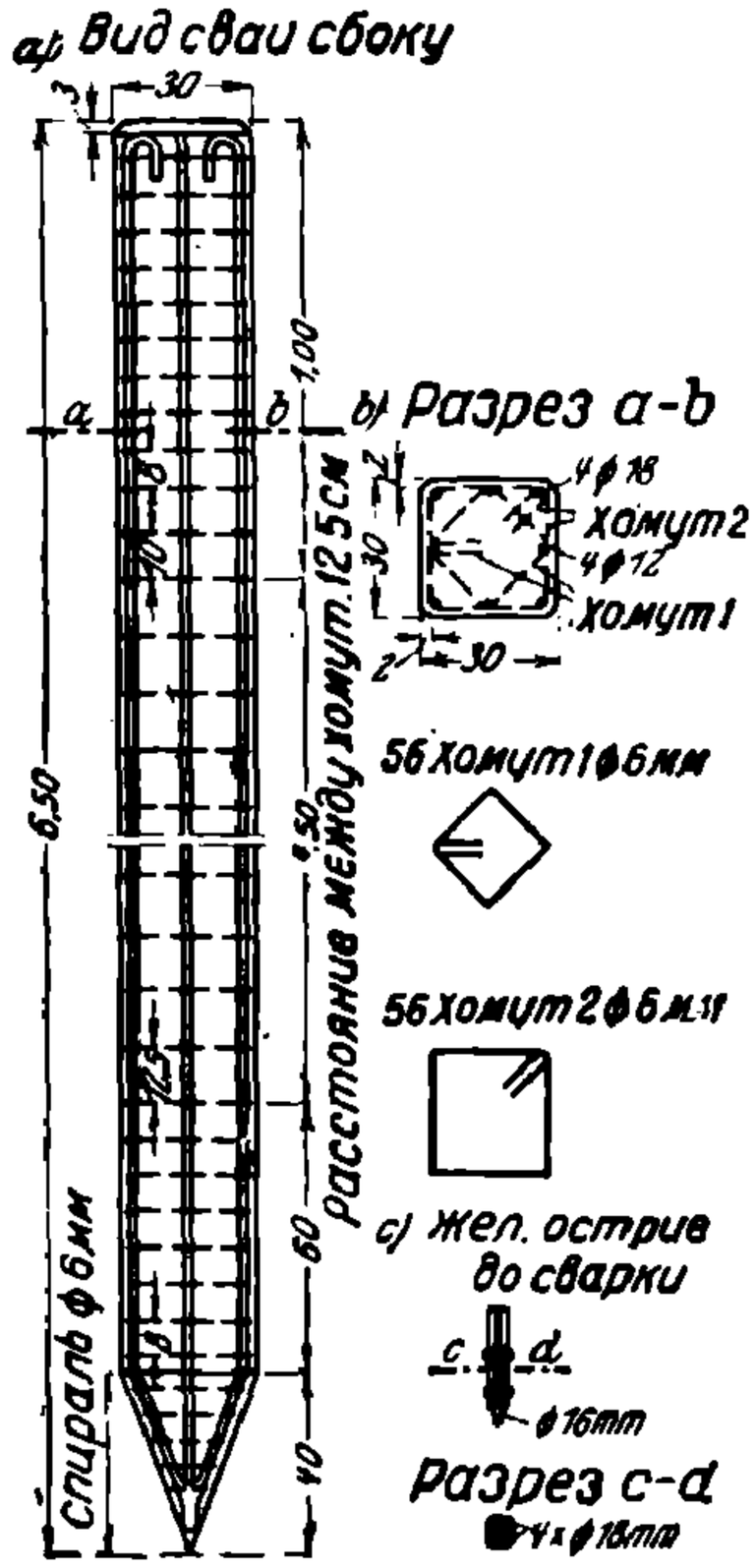


Рис. 136. Железобетонная забивная свая с острием из сваренных продольных стержней железной арматуры (акц. о-во Шоффера в Дуисбурге, подкрановый мостик у Дуисбургской Параллельной гавани, 1924).

Таким же способом образуется и острие свай Цюблина в Страсбурге (рис. 137а-е) [1] и Волле в Лейпциге (рис. 138), с той только разницей, что железные стержни не свариваются между собой, а соединяются посредством особого железного башмака, который в данном случае следует однако рассматривать не как свайный башмак, а как соединение железных стержней. Башмак Цюблина (рис. 137в) сделан из литой сваи; все четыре продольных стержня сваи входят в него и заклиниваются посредством задвинутого между ними шипа, который проходит через башмак и образует его острие. Волле (рис. 138) применяет башмак, который в зависимости от рода грунта делается из

[1] Рис. 137 заимствован из „Handbuch für Eisenbetonbau", изд. 3, т. III, Grundbau, стр. 265 и 266, рис. 416 и 419.

НТБ ДНУЖТ

чугуна, из твердой отливки или литой стали. Отдельные продольные стержни арматуры входят в особые отверстия и закрепляются при по-

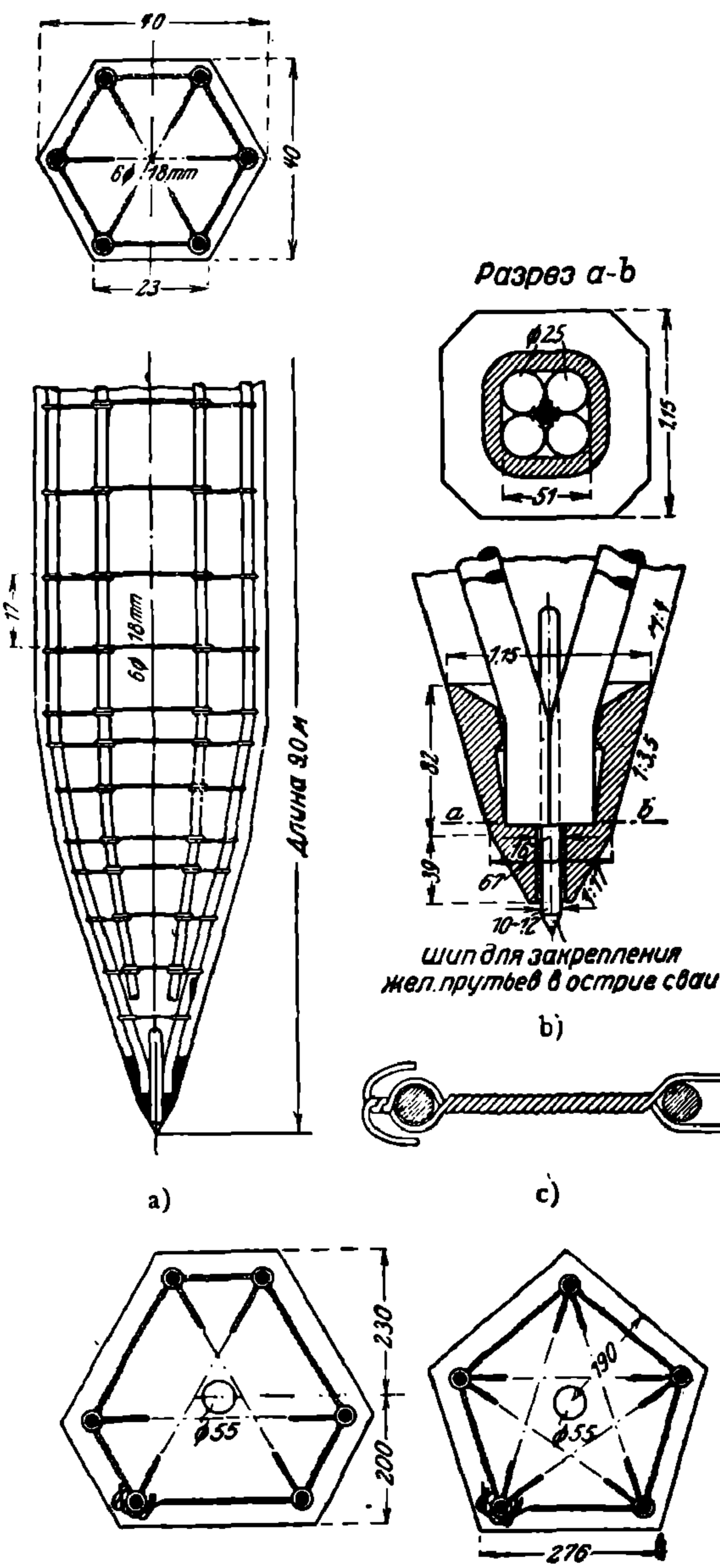


Рис. 137. Забивная железобетонная свая с литым стальным острием.

(Эд. Цюблин и К°, Страсбург: a) арматура, b) литое стальное острие, c) хомуты поперечных связей, d) несимметричная свая, e) пятиугольная свая.

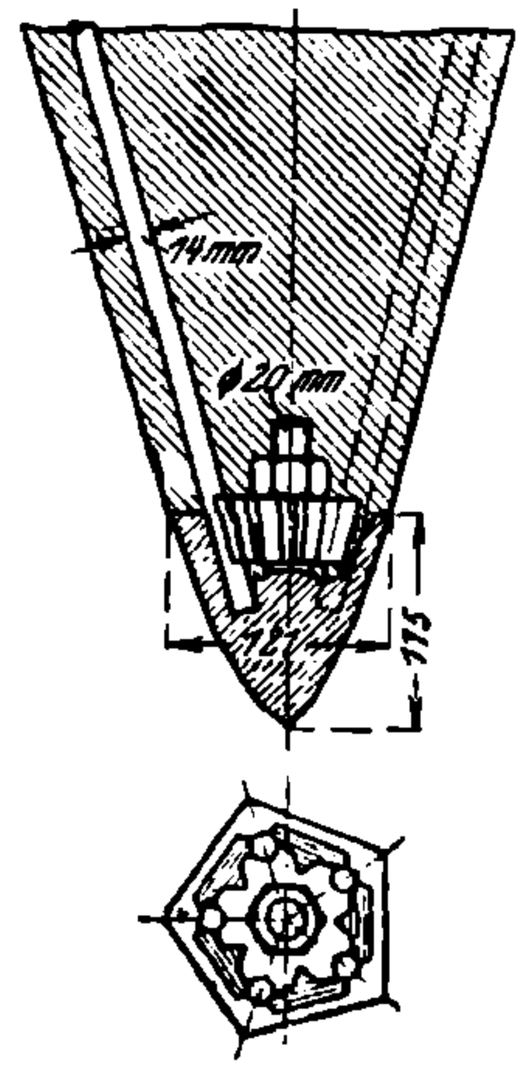


Рис. 138. Железобетонная забивная свая с острием из чугуна, твердой отливки или литой стали (Ф. Волле, Лейпциг).

мощи привинченного к башмаку вкладыша. Во время постройки Германского музея в Мюнхене, где забивали в большом количестве сваи обоих видов, преимущество при очень крупной гальке оказалось на стороне системы Волле [1]. У острия Цюблина в случае погружения свай посредством подмыва шип, вставленный посредине, заменяется трубкой. Грюн и Бильфингер [1] применяют чугунные свайные наконечники такой же формы, как и острие Волле; однако привинченный вкладыш в этом случае отсутствует. Круглые железные стержни вкладываются только в косяк отверстия чугунного башмака и достаточно прочно его удерживают.

[1] „Handbuch für Eisenbetonbau", изд. 3, т. III, Grundbau, стр. 276.

РГБ ДНУКТ

Поперечную связь продольных стержней у конца сваи следует делать гуще, чем на остальном ее протяжении и притом тем гуще, чем более значительны сопротивления при забивке. В грунтах особой трудности сваи снабжались выступающим стальным башмаком, который во время забивки захватывался железными полосами, расположенными с наружных сторон сваи и соединяющимися между собою над головою сваи в особом бугеле [1]. Эти полосы образуют вокруг сваи как бы клетку, предохраняют ее от толчков во время забивки и удаляются после бойки.

Сваи, погружаемые посредством подмыва, можно делать с притупленными остриями или же и вовсе без них; это зависит от грунтовых условий.

5. Голова сваи.

Продольные стержни арматуры должны оканчиваться по меньшей мере на расстоянии 5 *см* от наружного торца сваи у ее головы и должны быть обрезаны в точности на одном уровне для того, чтобы удар бабы равномерно передавался на арматуру. По той же причине торцевая поверхность головы сваи должна быть в точности перпендикулярна оси сваи. Поперечные соединения сваи следует также устраивать гуще у головы сваи и притом тем гуще, чем тяжелее баба и чем больше высота ее падения. У свай со спиральной обмоткой часто включают еще добавочную спираль. Сваи со спиральной обмоткой допускают непосредственную забивку без оголовков, если грунт не слишком труден для забивки.

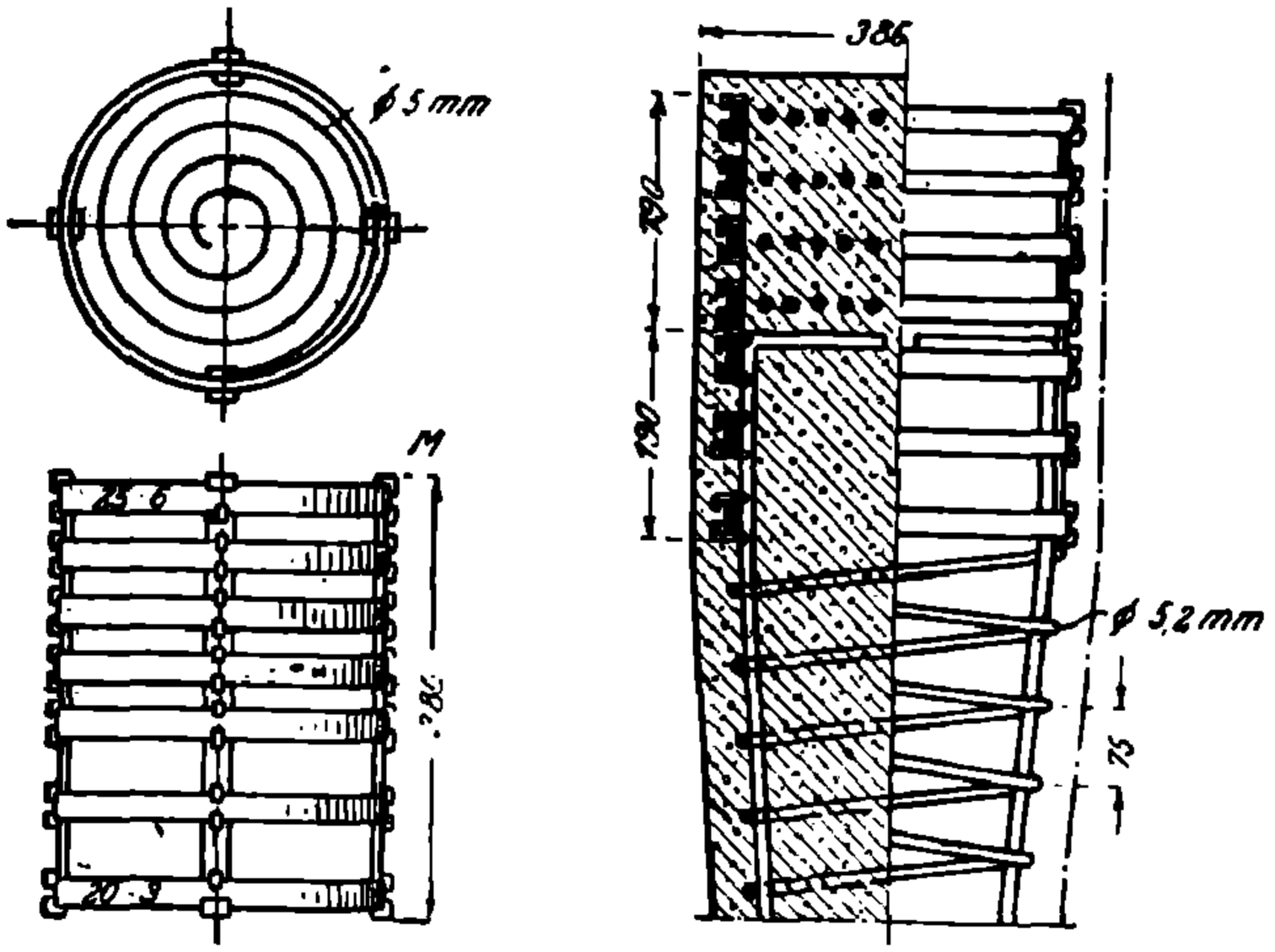


Рис. 139. Голова железобетонной забивной сваи системы Кумминга (Америка, 1911).

Это облегчает работу забивки и возмещает удорожание от спиральной арматуры. Следует указать американскую конструкцию свай систему Кумминга [2] (рис. 139). Ее голова армирована четырьмя расположенными друг над другом спиралями и семью кольцами из полосового железа. Несмотря на такую тяжелую арматуру, эта связь оказалась выгодной.

Головы забитых железобетонных свай вводятся в сооружение без изменения лишь в том случае, если дело идет о передаче исключи-

---

[1] „Z. d. V., d. I". 1920, стр. 797. „Engineer" от 20 августа 1920. Giantpfahl der Giant Concrete Piling Company, New-York.; „Handb. für Eisenbetonbau", изд. 3, т. III, Grundbau, стр. 272.

[2] „Handbuch für Eisenbetonbau", изд. 3, т. III, Grundbau, стр. 277, рис. 441.

НТБ ДНУЖКТ

тельно сжимающих усилий, однако даже в этом случае для большей уверенности разбивают бетон головы сваи, освобождают продольные стержни арматуры и загибают их таким образом, чтобы они своим целесообразным расположением образовали прочную связь между сваей и сооружением. На больших работах для отделения бетона применяются пневматические или электрические зубила; следует при этом выравнять получающиеся при забивке неточности: выдающиеся высоко сваи могут быть укорочены, а забитые слишком глубоко удлинены. Наращивание забитых свай должно производиться с возможно большой осторожностью, чтобы нарощенная часть по своему направлению в точности совпадала со сваей, так как изменение направления может вызвать вредные последствия не только в отношении несущей способности сваи, но и с точки зрения дальнейшей забивки, если бы это потребовалось. При необходимости удлинений свай на длину, превышающую примерно ее двойную толщину, рекомендуется в целях безопасности отказаться от этой сваи и вместо нее забить другую.

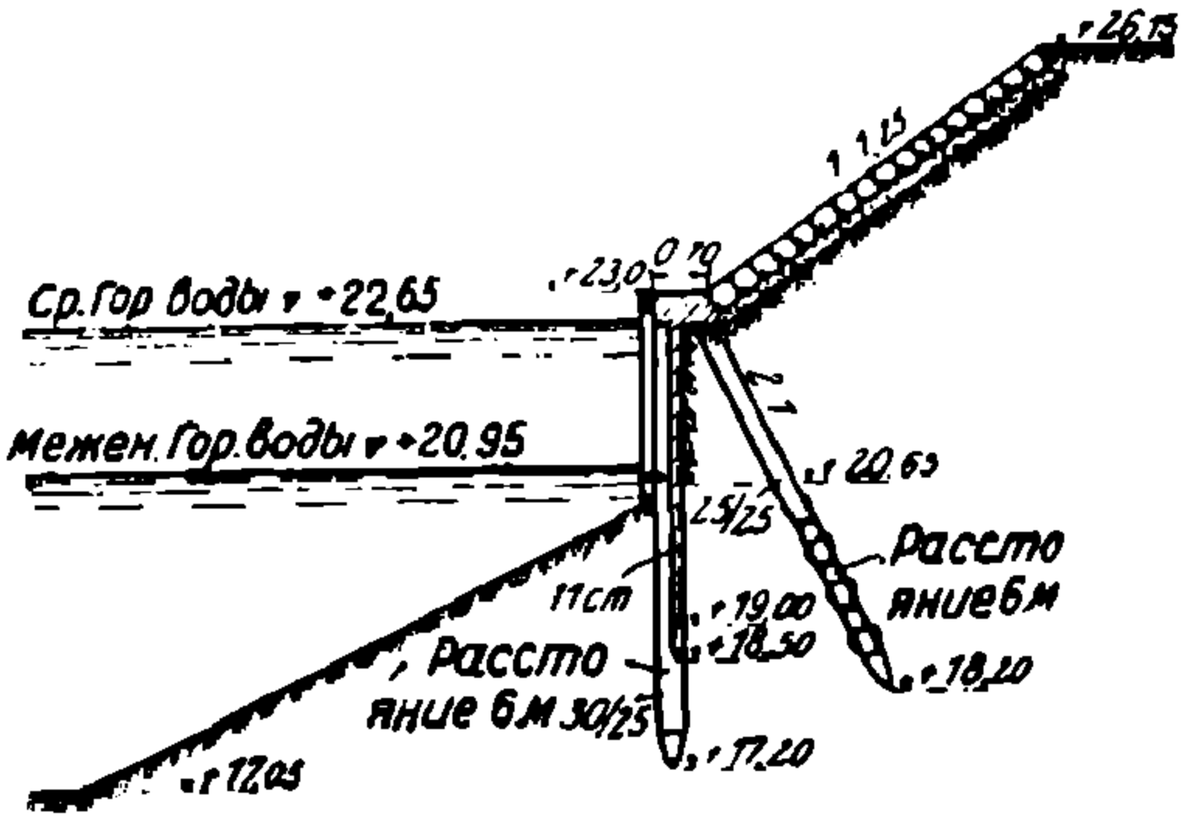


Рис. 140. Железобетонная забивная свая, воспринимающая растягивающие усилия (укрепление берегов в Руротской гавани).

Необходимое во многих случаях и часто целесообразное удаление бетона со свайных голов, а в особенности убытки, сопряженные с укорочением свай, удорожают забивные железобетонные сваи, по сравнению с деревянными, но железобетонные сваи обусловливают лучшее сопряжение свай с сооружением, чем деревянные сваи.

6. Сваи, работающие на растяжение.

Железобетонные сваи, работающие на растяжение, снабжаются специальными утолщениями. На рис. 140 изображены такие сваи в устройстве подпорных стенок, построенных в 1907 г. в Рурорте [1], а на рис. 141 — сваи плотины Бекени [2]. Аналогичные сваи применены для мостов канала Эмс-Везер [3] и для берегового ограждения в Шидаме [4].

7. Сваи с приспособлениями для подмыва.

Железобетонные сваи без всяких затруднений могут быть снабжены приспособлениями для погружения их посредством подмыва. Проще всего пропустить для этого трубку по оси сваи до острия. Вода под давлением поступает сверху и выходит у нижнего конца сваи; таким способом в 1915 г. в Мюрвике близ Фленсбурга опущены для опытных

[1] „Zentralbl. d. Bauv.", 1908, стр. 471, рис. 30.
[2] „Handbuch f. Eisenbetonbau", изд. 2, т. III, Grundbau, стр. 186; изд. 3, стр. 279, рис. 447.
[3] „Deutsche Bauztg.", 1913, Mitteil., стр. 43 и 53.
[4] „De Ingenieur", 1921, стр. 819.

НТБ ДНУЖТ

исследований железобетонные сваи длиною 24 *м*; поперечное сечение сваи системы Жильбрет [1] изображено на рис. 142. В этой системе сделана попытка заставить израсходованную для подмыва воду подниматься вверх по продольным желобам наружной поверхности сваи. Достигается ли благодаря этим желобкам кроме того увеличение несущей способности сваи, неизвестно [2]. У свай системы Бигнеля [3] трубы для подмыва располагаются также по оси сваи, а у острия на боковых поверхностях имеется несколько отверстий для выхода воды. Свая делается с двумя подмывными трубами, из которых одна подводит к острию напорную воду под более высоким давлением.

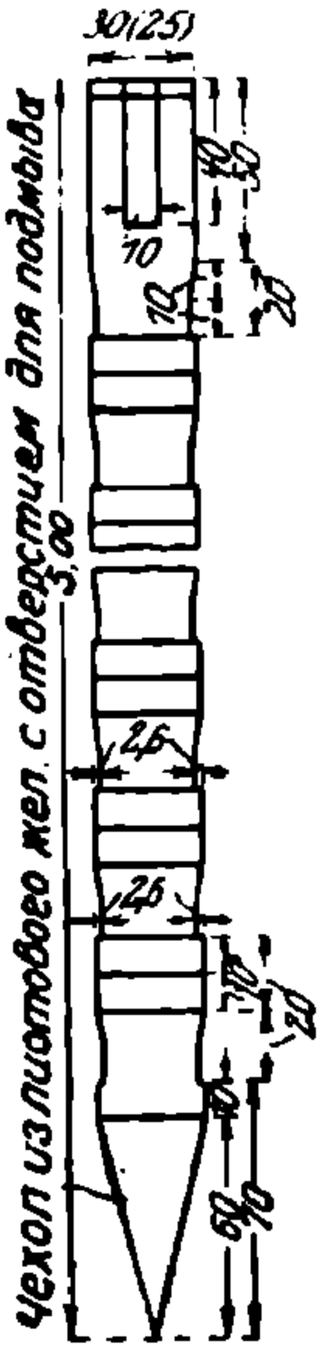


Рис. 141. Железобетонная забивная свая, воспринимающая растягивающие усилия (водоподпорная плотина Бекени).

Сваи Мебус и К° в Шарлоттенбурге [4] также снабжены несколькими трубками; в этом случае вода опускается по наружным трубам до опорной части сваи, а затем, увлекая с собой песок, снова поднимается вверх внутри сваи. Опорная часть сваи напоминаст опускной колодец. Внутреннее пустое пространство этих свай по окончании опускания заполняется бетоном или раствором.

Последняя из описанных свай уже образует переход к полым сваям, о которых речь будет итти ниже. Следует указать еще на то, что сплошные железобетонные сваи, опускаемые подмывом, в целях увеличения их несущей способности снабжаются усилением опорной части («пята»). Такую конструкцию имеет свая Бетоно-стальной компании в Нью-Йорке [5]. Подобные сваи, разумеется, не могут подвергаться забивке, и поэтому должна существовать уверенность в возможности опускания их исключительно посредством подмыва; если же такой уверенности нет, то для сваи следуст сохранить форму, допускающую и забивку.

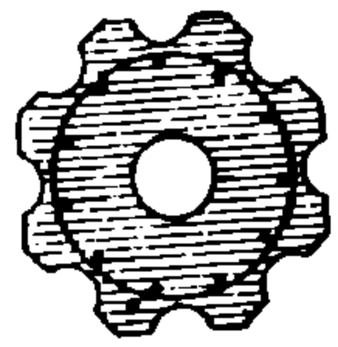


Рис. 142. Железобетонная свая системы Гильбрета для опускания подмывом.

8. Изготовление свай.

На первых порах железобетонные сваи изготовлялись в вертикальном положении, так как существовало опасение, что при горизонтальном изготовлении может оказать вредное влияние слоистость трамбованного бетона в продольном направлении сваи. При изготовлении же свай стоймя в значительной степени затрудняется наблюдение за качеством работы; бетон в некоторых местах может оказаться недоста-

---

[1] „Handbuch für Eisenbetonbau“, изд. 3, т. III, Grundbau, стр. 272, рис. 432.
[2] Дальнейшие подробности там же, стр. 271.
[3] См. предыдущее примечание; кроме того „Beton u. Eisen“, 1916, стр. 130; „Engineer“ от 14 ноября 1919 г.; „Z. v. V. d. I.“ 1920, стр. 78; „Railway Age“ от 3 июня 1922; „Bauingenieur“, 1922, стр. 539.
[4] „Zentralbl. d. Bauv.“, 1923, стр. 346.
[5] По поводу этого и других примеров ср. „Handbuch für Eisenbetonbau“, изд. 2, т. III, Grundbau, стр. 202, изд. 3, стр. 279.

НТБ ДНУЖТ

точно утрамбованным; если же применить пластичный или литой бетон, то является опасность образования пустот в тесной опалубке под поперечными железными связями; не легко также поддерживать равномерную влажность во время твердения сваи в вертикальном положении; кроме того трамбование верхней части сваи нарушает процесс твердения нижней части, поэтому в настоящее время сваи изготовляются в горизонтальном положении тем более, что такой способ является более дешевым. При этом целесообразнее всего применять пластичный бетон.

Формы для свай укладываются друг с другом на достаточно крепкой платформе таким образом, чтобы их можно было взаимно распереть. Возможность осадок платформы должна быть исключена, так как недопустимо даже малейшее перемещение сваи во время твердения. С целью уменьшения места сваи можно изготовлять в несколько рядов, один ряд за другим (рис. 143) [1]; однако в этом случае расположенные внизу сваи могут быть употреблены в дело только после того, как окончится срок твердения верхних свай. При таком способе изготовления бетон для верхних свай может укладываться непосредственно на лежащие ниже, а для отделения одной сваи от другой достаточно слоя бумаги.

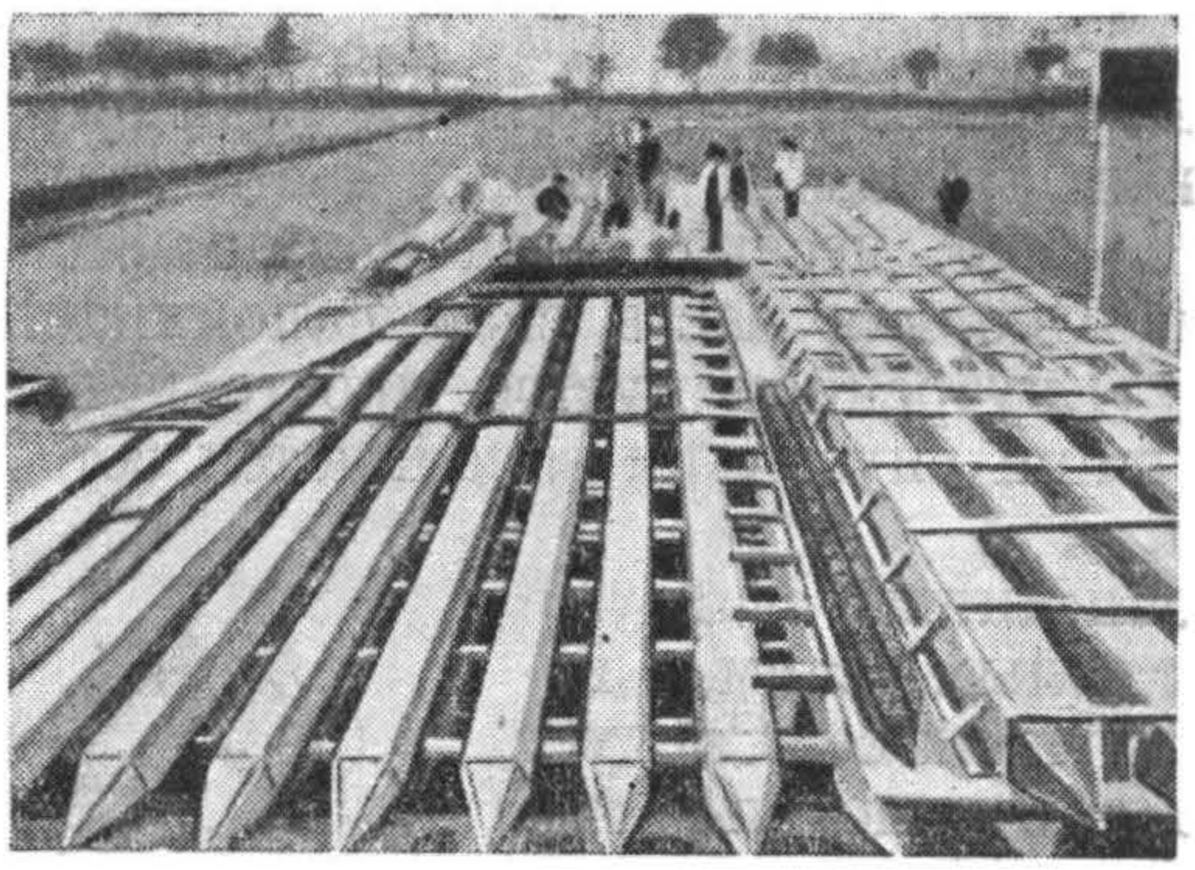


Рис. 143. Изготовление железобетонных забивных свай (по системе акц. об-ва Шефер и К° в Дуисбурге, представленной на рис. 136).

Для подъема при перемещении свай значительной длины рекомендуется закладывать в них особые крючья или проушины, которые не должны выступать наружу и должны быть очень прочны (ср. рис. 131); сваи Манильского порта длиной 34 *м* [2] захватывались при подъеме в 4—6 местах.

б) Железобетонные шпунтовые пластины.

1. Форма и устройство шпунта.

Железобетонный шпунт отличается от железобетонных свай плоской формой и наличием паза и гребня. Ширина его в противоположность деревянному не встречает предела, а ограничивается соображениями транспорта и забивки. Очень широкие шпунтины большого веса представляют неудобства для маневрирования и требуют для забивки тяжелой экономически невыгодной бабы; ширина тонких пластин может в несколько раз превышать их толщину (рис. 150). При 25 *см* толщины не рекомендуется увеличивать ширину много более двукратной толщины; от 30 *см* и далее отношение толщины

---

[1] Рис. 143 по каталогу акц. об-ва Шефер и К° в Дуисбурге.

[2] „Bautechnik", 1925, стр. 461.

НТБ ДНУЖТ

к ширине следует ограничить 1 1½. Для уменьшения веса шпунтин и увеличения ширины, а также уменьшения трения при забивке, снаружи устраиваются углубления в виде ящиков, так что только голова, острие и край вдоль шпунта в виде рамы имеют полную толщину, средняя же часть отступает внутрь наподобие зеркала [1].

При устройстве шпунта первоначально следовали деревянным образцам. В настоящее время более распространенной формой является трапецоидальный шпунт, для которого на рис. 144—148 приведены примеры из современной практики [2]. Обычный для дерева прямоугольный шпунт может быть применен для железобетона, вследствие меньшей его упругости при сравнительно значительных зазорах. Прямоугольный шпунт применялся в течение 1905—1907 гг. в Дюссельдорфской гавани (рис. 149); но после того он вышел из употребления, так как трапецоидальная форма шпунта более обеспечи-

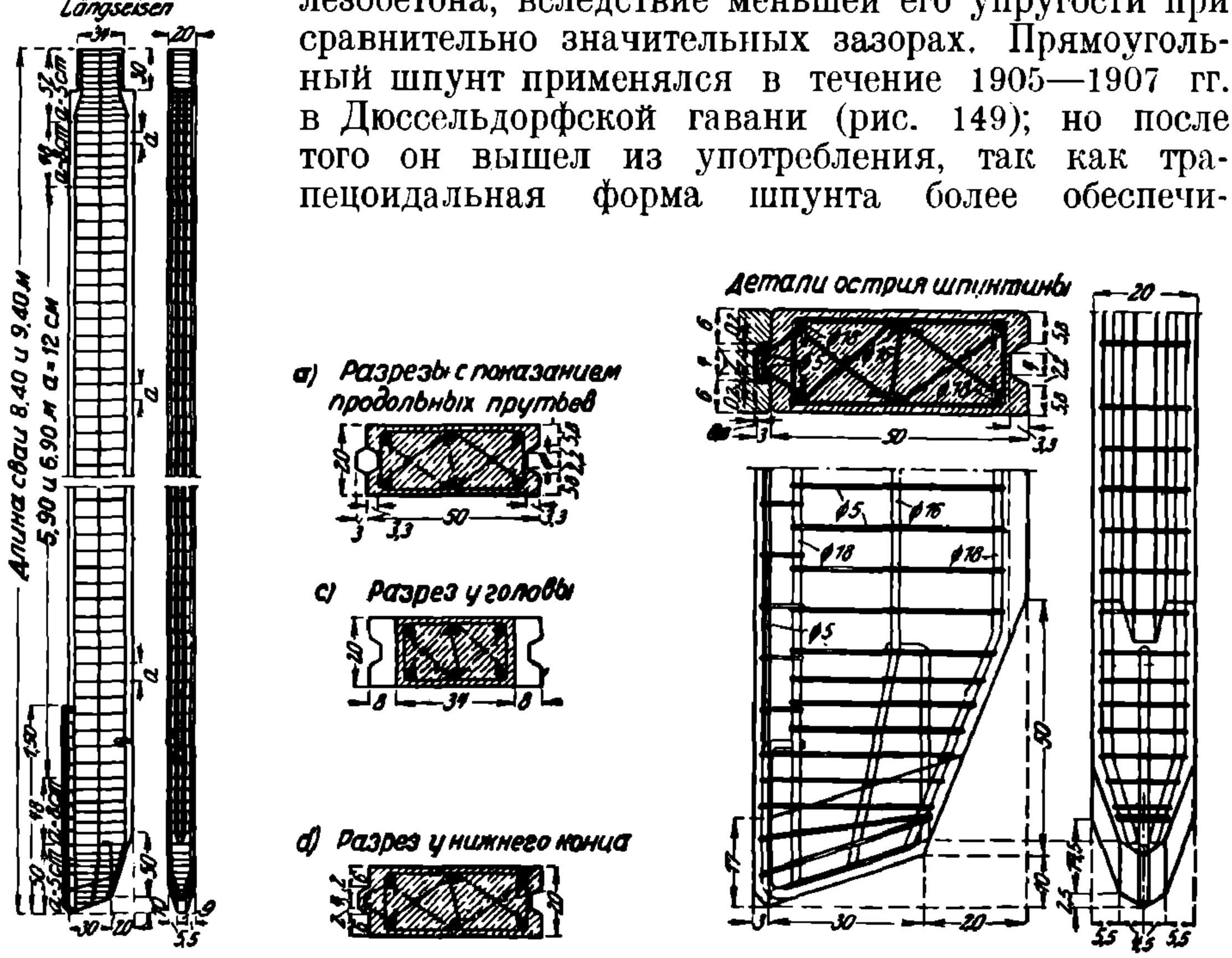


Рис. 144. Железобетонные шпунтовые пластины с лезвием, армированным круглым железом (акц. о-во Диккергоф и Видман, мост через старую Зюдер-Эльбу у Гарбурга, 1923).

рает непроницаемость стенки. В течение 1905 и 1906 гг. в Рурортской гавани [3] впервые был забит в значительном количестве железобетонный шпунт (рис. 150) с трапецоидальным гребнем и пазом, причем паз и гребень были закруглены. На основании широко поставленных опытов оказалось, что изображенный на рис. 151 *a* более заостренный шпунт нерационален и потому остановились (рис. 151, *b*) на более полной форме, в которой трапецоидальная форма значительным закруглением ребер изменена настолько, что паз и гребень образуют

---

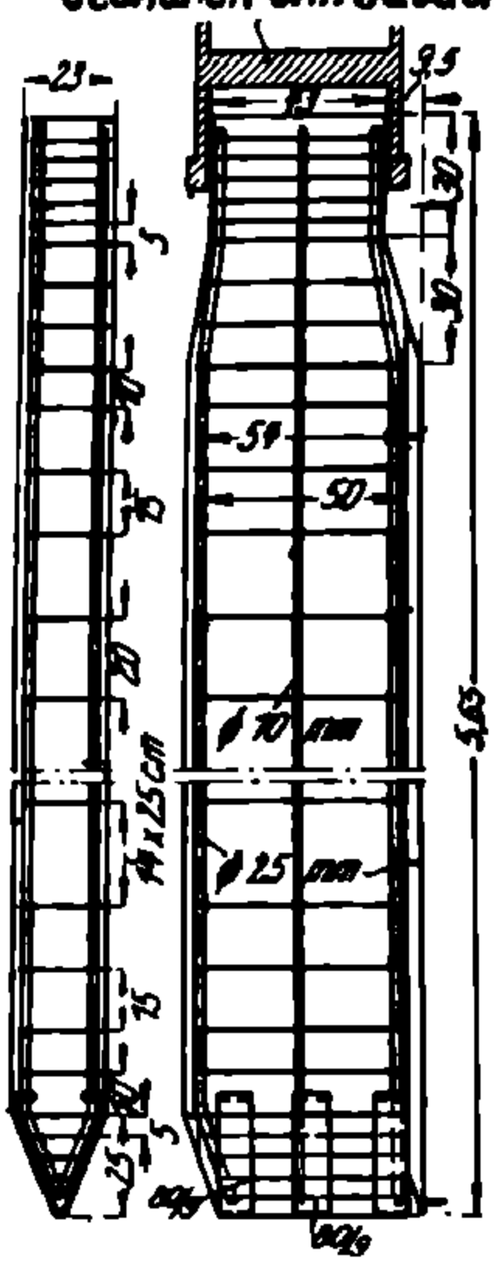
[1] Патент фирмы Т. Мебус в Шарлоттенбурге, „Zentralbl. d. Bauv.“, 1908, стр. 56.

[2] Рис. 146 заимствован из „Der Ingenieur“, 1924, № 40; рис. 147, 148, 149, 152 и 163 из „Bautechnik“, 1925, стр. 264 и след., рис. 190 и 292, рис. 6, 7, 8, 12 и 15.

[3] „Zentralbl. d. Bauv.“, 1908, стр. 469.

НТБ ДИИЖТ

почти полуокружности — гребень меньшего, а паз большего радиуса. При однородном грунте, не представляющем особых препятствий забивке, треугольный шпунт (рис. 152) оказался рациональным. В отличие от обычного для дерева треугольного шпунта треугольный выступ более толстых шпунтин не делают во всю их толщину, а за основание треугольника принимают приблизительно только половину этой толщины, так что с обеих сторон остаются перпендикулярные к оси стены соприкасающиеся поверхности, каждая по ¼ толщины пластины.



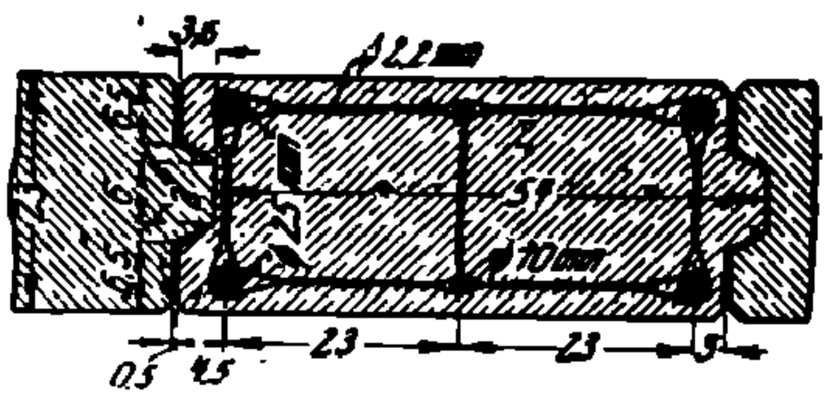


Рис. 145. Железобетонный шпунт с лезвием, армированным обручным железом. Береговые устройства в Мюрвиле у Фленсбурга, 1918.

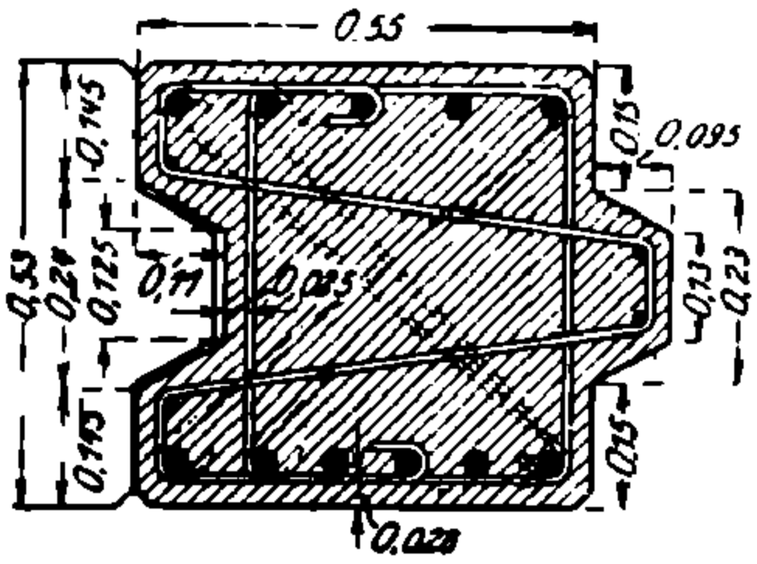


Рис. 146. Железобетонный шпунт шлюза в Имуйдене, 1923.

a.

b.

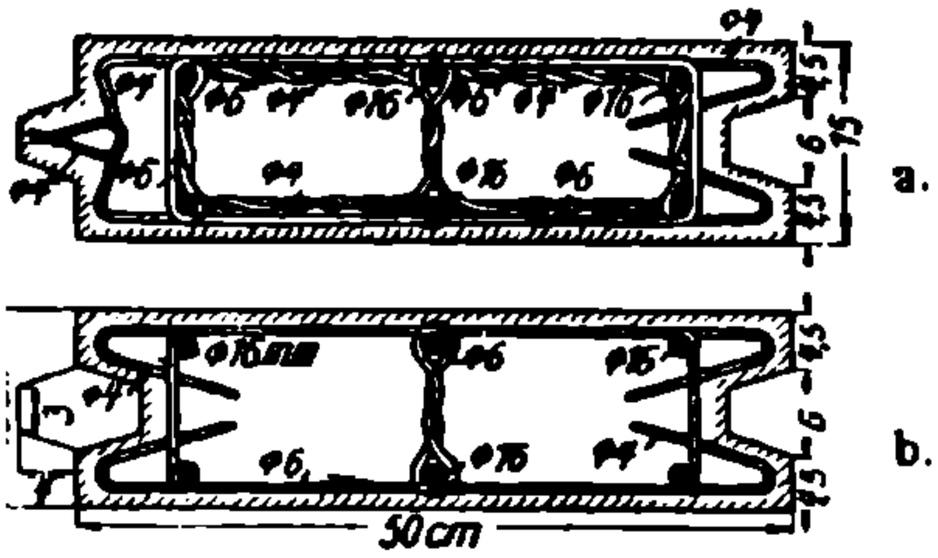


Рис. 147. Железобетонный шпунт гидродрома в Нордернеи, 1916 (шпунтины длиною в 6 м, гребень на высоту 150 м от нижнего конца)

a) поперечное сечение в нижней части,
b) „ „ в верхней части.

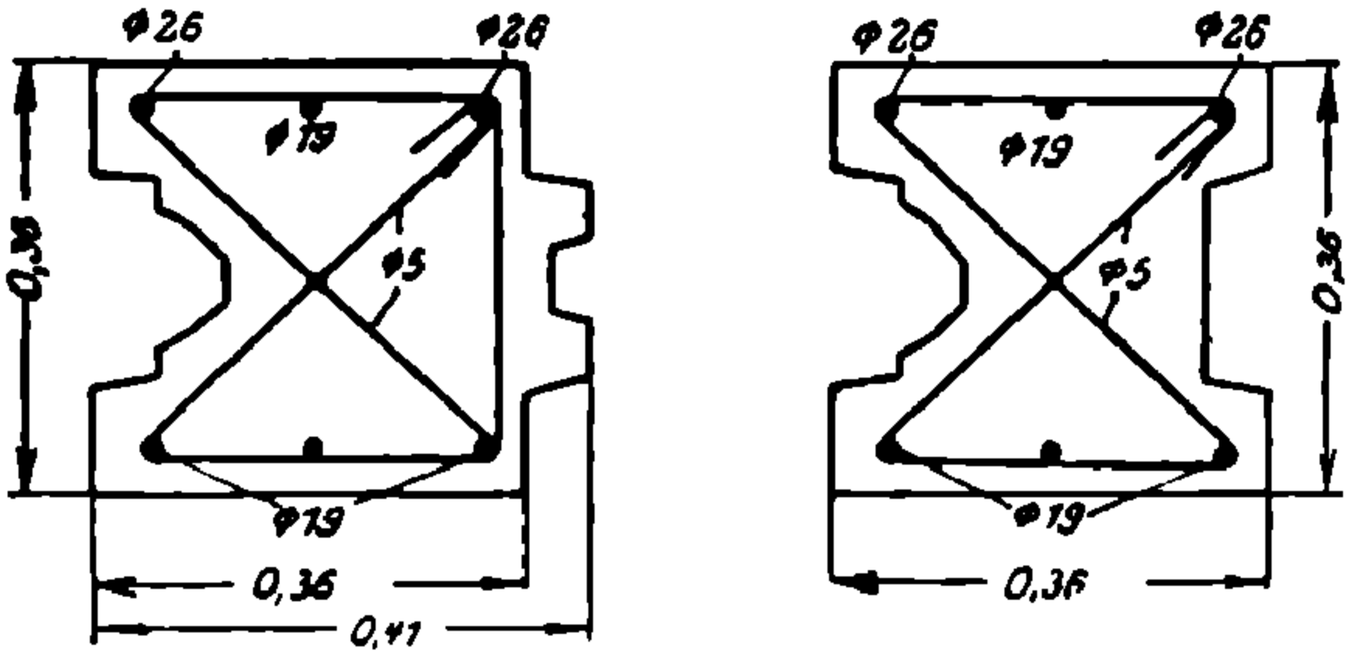


Рис. 148. Железобетонная шпунтовая пластина гидрома в Боркуме 1918 (шпунтины длиною 9,70 м, гребень на высоту 3,90 м от нижнего конца)

a) поперечное сечение в нижней части,
b) „ „ в верхней части.

Шпунтины, погружаемые посредством подмыва, снабжаются с обеих сторон пазами, большей частью в виде полуокружности (рис. 153). В это круглое пустое пространство между двумя соседними шпунтинами вставляется труба для подмыва. Решение, дающее возможность погружения пластин с трапецоидальным шпунтом, представлено на рис. 148. Паз посредине глубже, чем гребень, который в свою очередь имеет углубление посредине для подмывной трубы; таким образом между шпунтом и гребнем получается двойной паз меньшего размера. После подмыва двойные пазы между каждыми двумя соседними

НТБ ДНУЖТ

пластинами очищаются напором воды и заполняются цементным раствором, лучше всего в джутовых рукавах.

Для предохранения гребня железобетонный шпунт, так же как и деревянный, забивается большей частью пазом вперед. Исключение

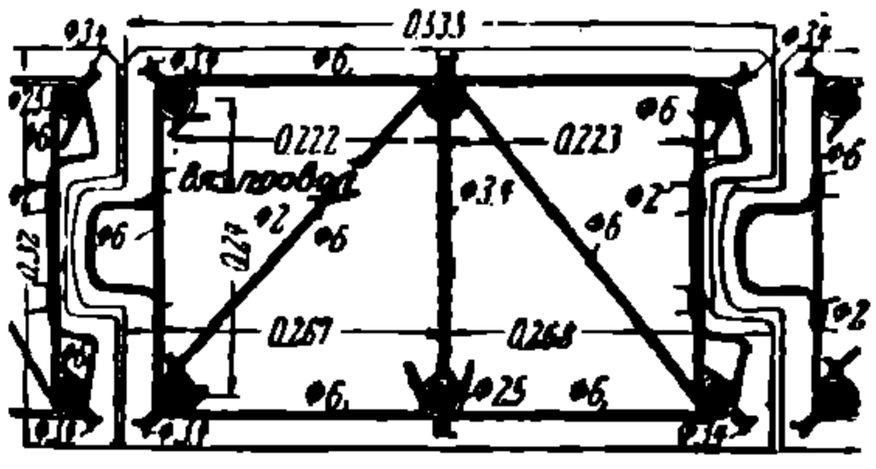


Рис. 149. Железобетонная шпунтовая пластина Дюссельдорфской нефтяной пристани, 1905—1907.

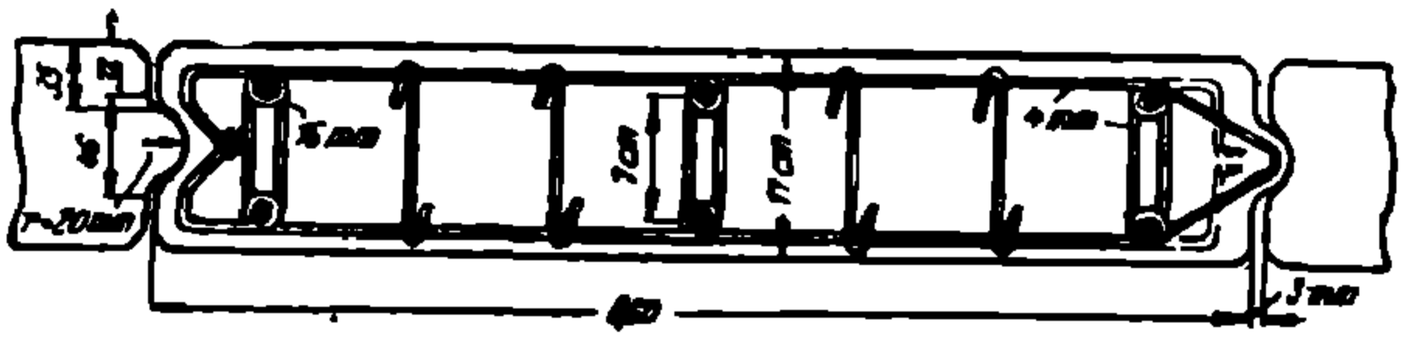


Рис. 150. Железобетонный шпунт Рурортской гавани, 1906.

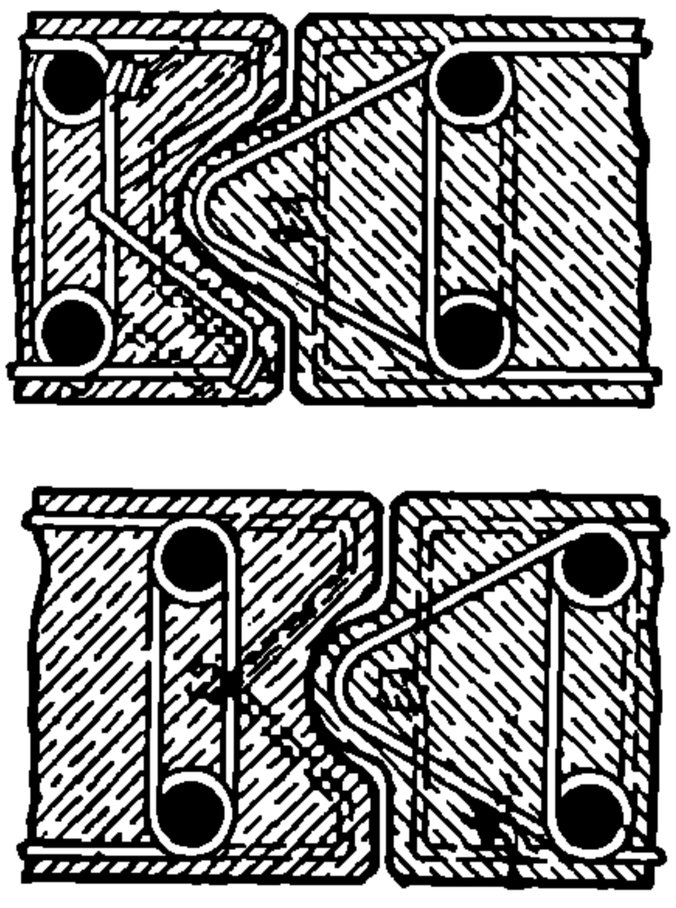


Рис. 151. Железобетонный шпунт Рурортской гавани, 1905 (проба)

a) заостренная форма шпунта оказалась нерациональной.
b) плоская рациональная форма шпунта.

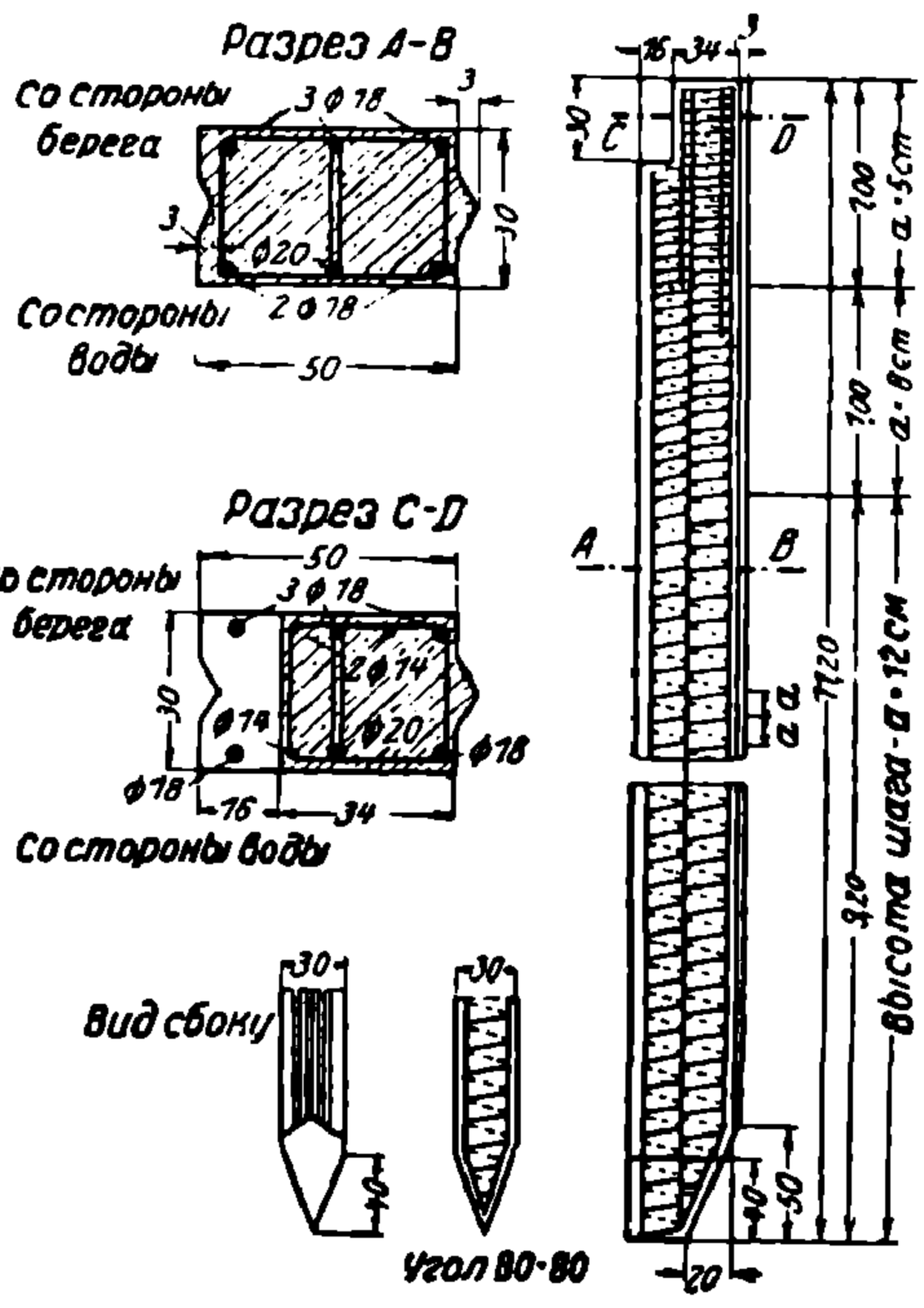


Рис. 152. Железобетонная шпунтовая пластина набережной во Фленсбурге.

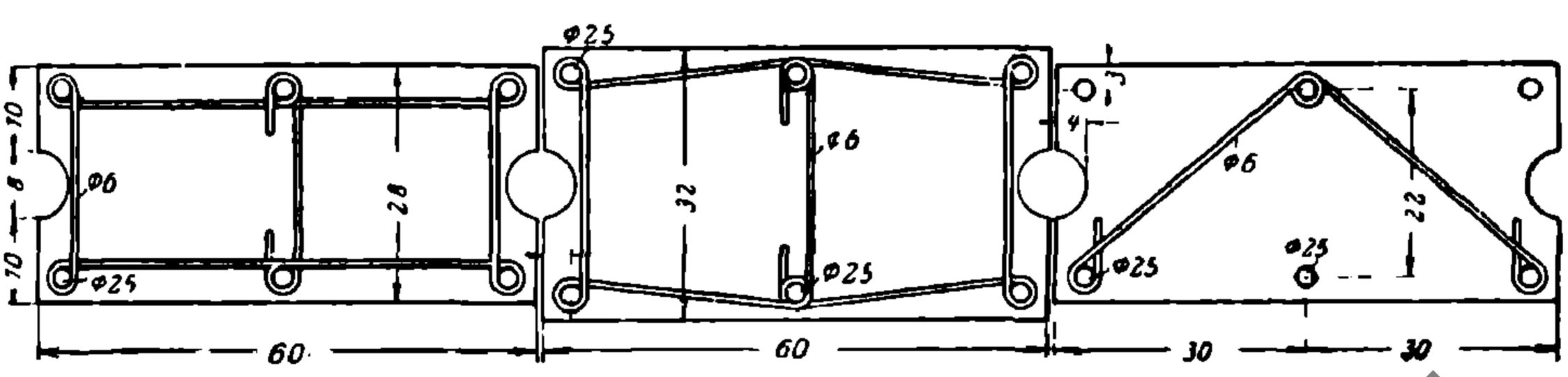
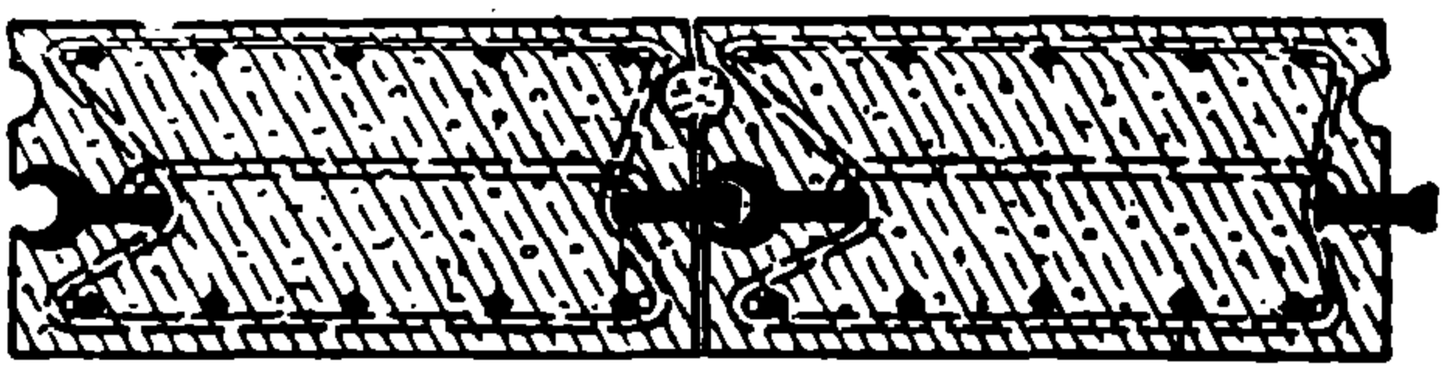


Рис. 153. Железобетонный шпунт Западно-одерского шлюза в Гогензатене, 1912—1915.

составляет шпунт во Фленсбурге, который забивался в обратном положении (рис. 152), что было возможно благодаря пологой форме гребня (треугольный шпунт). В целях уменьшения трения при забивке гре-

НТБ ДНУЖТ

бень делается часто только в нижней части шпунта. В этом случае выше гребня оставляется паз; полученный таким образом двойной паз заполняется после забивки цементным раствором и дает непроницаемое соединение. Если при забивке нет оснований ожидать значительных препятствий, то достаточно делать гребень только в нижней четверти пластины (рис. 144 *а* и 147); в противном случае нужно продолжить его выше (рис. 148).



с. 154. Железобетонный шпунт с пазом и гребнем из желез.

Там, где необходима особая непроницаемость стенки, замок с обоймой железных шпунтин можно задолывать в бетон согласно рис. 154 [1] В железе на известных расстояниях просверливаются отверстия, в которых проходит арматура железобетонной шпунтины. Рядом с железными замками можно, как это представлено на рисунке, устраивать и двойные пазы для подмыва.

2. Арматура шпунта.

Армирование шпунта подобно армированию железобетонных свай. Продольные стержни располагаются по углам шпунтин и распределяются равномерно также и по боковым поверхностям. В качестве поперечных связей-хомутов употребляется, как и для свай, круглое железо или проволока. Спиральная арматура менее применима ввиду малой толщины пластин и в особенности потому, что при помощи поперечных хомутов легче предохраняется гребень и щеки паза (ср. рис. 144, *е* и 146—151).

Верхним частям шпунтин во многих случаях следует придавать меньшую ширину для того, чтобы получить постепенный переход от широкой шпунтины к бабе квадратного сечения, а сверх того и с тою целью, чтобы уменьшить вес оголовка.

Нижний конец шпунтин скашивается так же, как и у деревянных с тем, чтобы гребень вдавливался при забивке в паз ранее забитой шпунтины. Таким образом скос нижнего конца всегда располагается на стороне паза (рис. 144 и 145). Исключение представляют шпунтины, примененные во Фленсбурге (рис. 152), которые, как уже сказано выше, забивались гребнем вперед. Лезвие может быть косым (рис. 144); придают ему и горизонтальное положение (рис. 145).

Продольные стержни араматуры шпунтовых пластин соединяются у нижнего конца, где арматура усиливается более частым расположением поперечных связей хомутов и особыми стержнями из круглого (рис. 144) и полосового железа (рис. 145). Для лучшего сцепления с бетоном железные полосы не должны быть слишком широкими. Если предохранять лезвие шпунтины непрерывным огибающим его железным листом, то последний по тому же соображению должен иметь такую форму, чтобы заходить в бетон только узкими полосами.

---

[1] „Bautechnik", 1925, стр. 315, рис. 24.

НТБ ДНУЖТ

3. Изготовление.

Изготовление железобетонного шпунта, так же как и свай, производится в настоящее время в горизонтальном положении. При этом шпунтины следует ставить на ребро, чтобы слои бетона, зависящие от направления трамбования или способа укладки, совпадали с направлением прогиба. Готовые затвердевшие пластины, если ширина их значительно превышает толщину, также следует хранить и перемещать только поставленными на ребро. Хотя пластины, принимая во внимание забивку, и должны иметь настолько прочную арматуру, чтобы не испытывать повреждений, даже когда они лежат плашмя, однако ввиду непредвиденных ударов, например в случае разрыва подвесных канатов и т. п., следует настоятельно рекомендовать применение предохранительных мероприятий, хранение и перемещение пластин на ребро.

4. Особые формы.

Для железобетонных подпорных стенок в некоторых случаях применялись шпунтовые пластины особой формы. Как соединением отдельных профилей коробчатого или корытообразного железа увеличен общий момент сопротивления шпунтовой стенки, это достигнуто и в железобетонном шпунте. Однако в противоположность железным пластинам, форма которых зависит от прокатки, в выборе профилей железобетонных шпунтин существует некоторая свобода, и они изготовляются довольно сложной формы; прежде всего старались усилить основную их прямоугольную форму ребрами, и таким образом получалось тавровое сечение; примером служит стенка Данцигской верфи [1] 580 *м* длины (рис. 155), выстроенной в 1917 и 1918 гг. Глубина воды 4,5 — 6 *м*; длина шпунтин соответственно 10,5 — 12,5 *м*; забивка произведена бабой весом в 4 *т* и с помощью подмыва водою. Основная часть шпунта — пластина 15 *см* толщины и 105 *см* ширины; после затруднений во время забивки ширина ее уменьшена до 65 *см*; выступающее вперед ребро толщиной 20 *см* поднималось над пластиной на 50 *см*. Арматура показана на рисунке. Оголовок для забивки располагался над серединой пластины и над большей частью ребра, увеличенного в этом месте; высота оголовка 60 *см*, ширина (в направлении пластины) 35 *см*, а длина (в направлении ребра) 48 *см*. После забивки оголовок разбивался, а его освобожденная арматура соединялась выше с бетонной стеной. У нижнего конца шпунтины ее стенка сведена на-нет по направлению к ребру, оканчивающемуся не лезвием, а острием.

В целях предохранения от вредного действия грунтовой воды шпунтины покрывались 2 раза гудроном.

Непроницаемость соединений шпунта достигалась забивкой деревянных досок; двойной паз после этого очищался посредством воды под напором и заполнялся цементным раствором в джутовых рукавах. Если шпунтины не были опущены точно и один паз не находился против другого, с задней стороны зазора загонялись три закупоренные

---

[1] „Bautechnik", 1925, стр. 291 и сл.; см. рис. 13a-d — „Bauingenieur", 1921, *стр.* 145.

НТБ ДНУЖТ

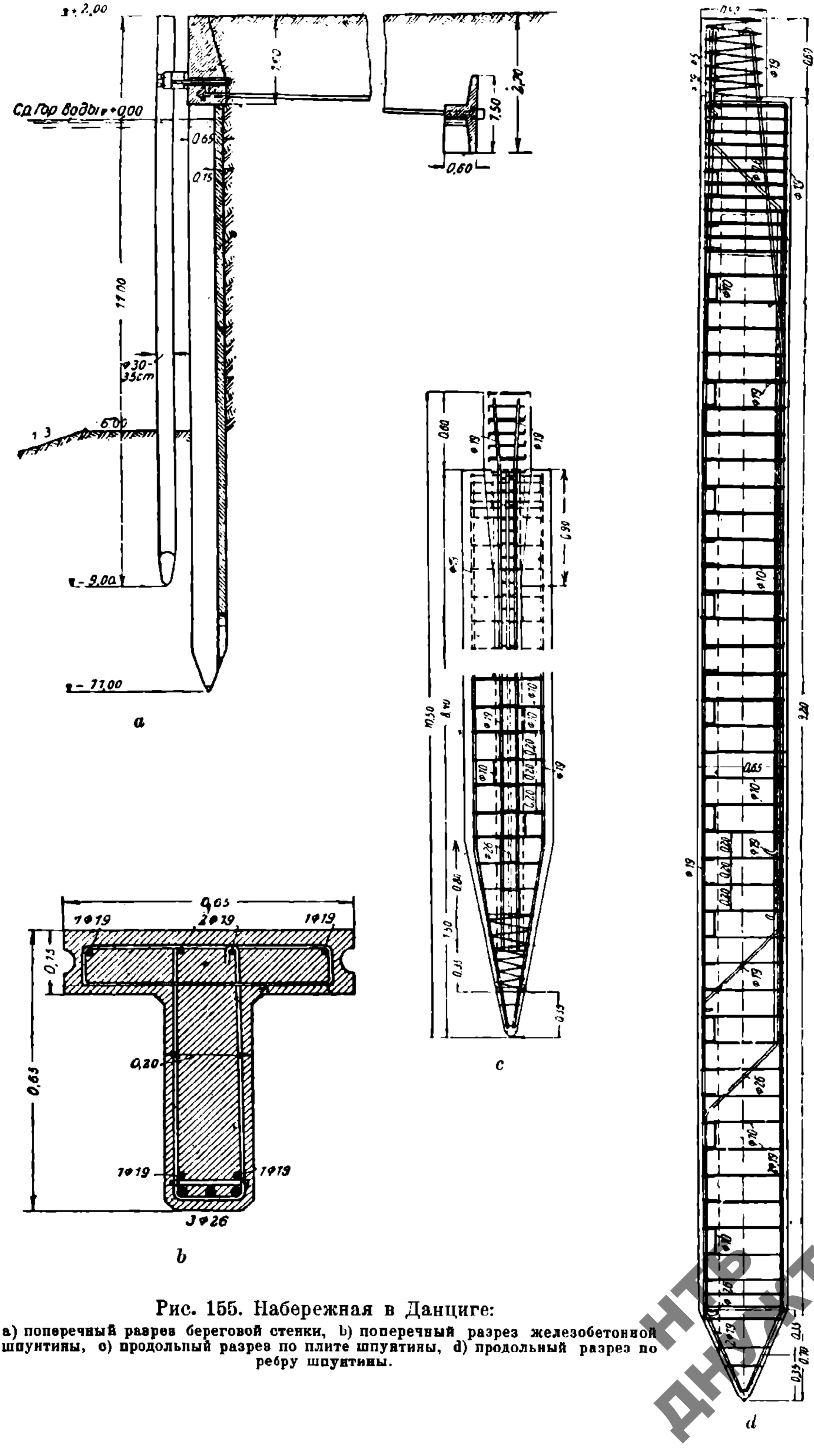
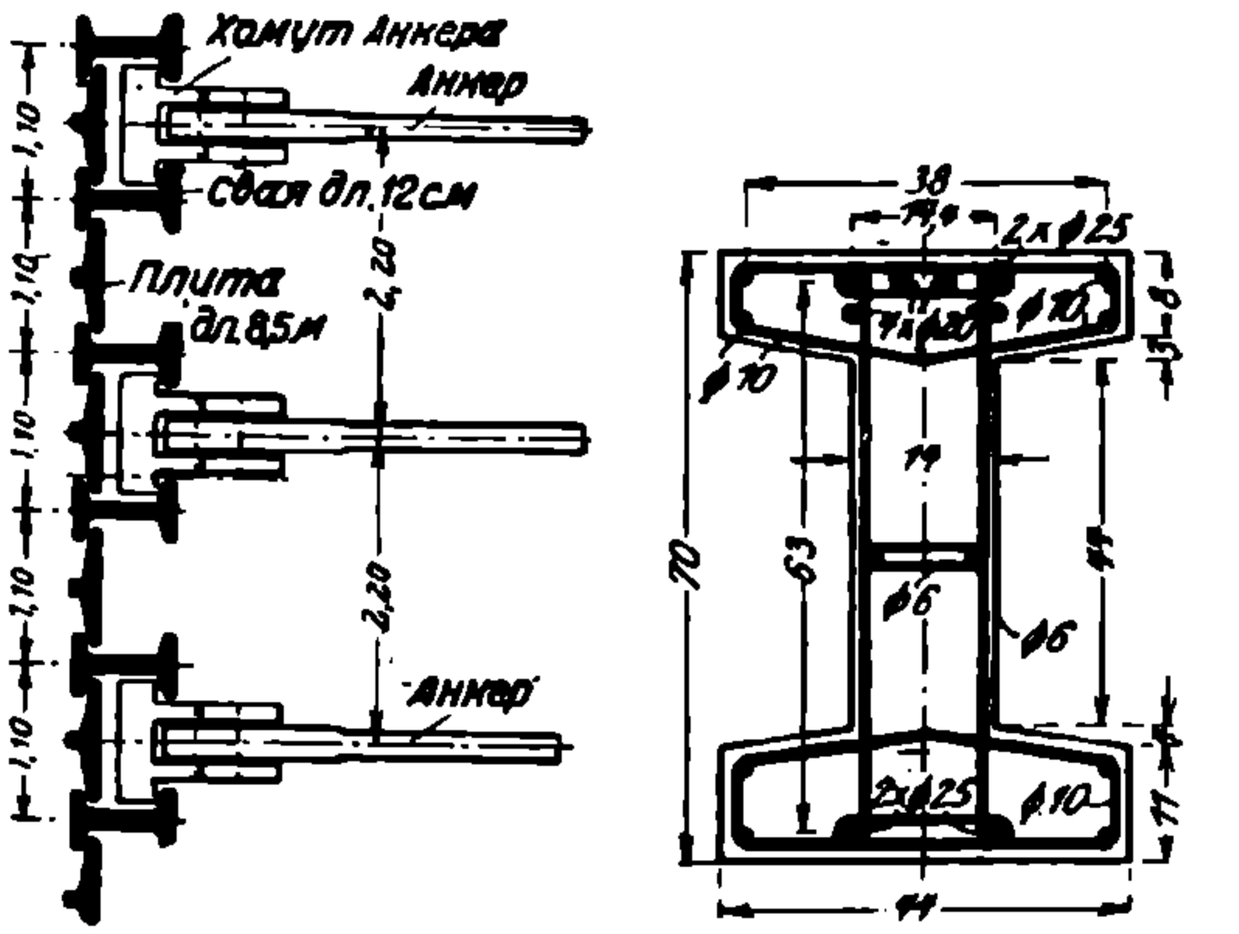


Рис. 155. Набережная в Данциге:

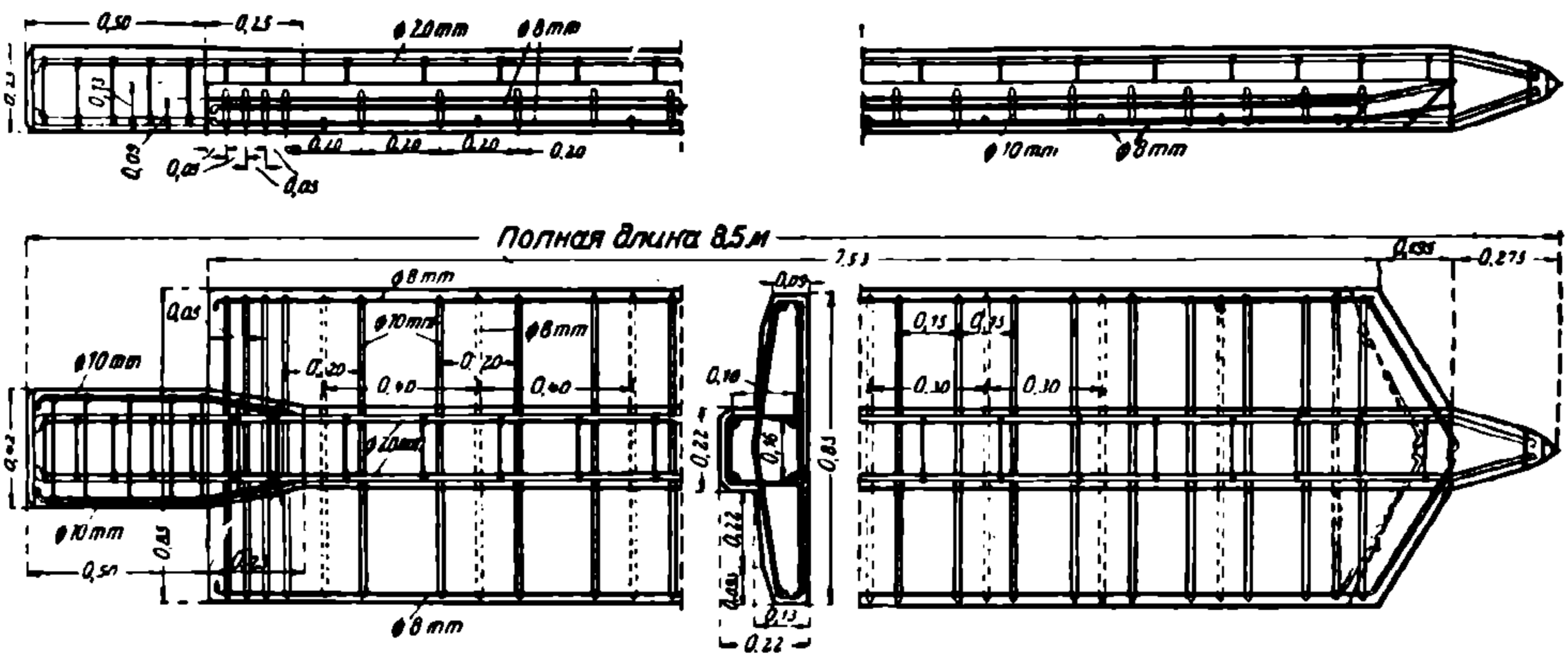
a) поперечный разрез береговой стенки, b) поперечный разрез железобетонной шпунтины, c) продольный разрез по плите шпунтины, d) продольный разрез по ребру шпунтины.

НТБ ДНУЖТ

деревянными заостренными пробками 12-сантиметровые трубы с бетоном; одновременно с трамбованием бетона они медленно поднимались кверху, причем деревянные пробки выколачивались вон, а бетон заполнял пустое пространство за зазором. Последующие наблюдения доказали практичность этого способа, хотя в грунте основания находились различные препятствия (древесные стволы, фашины и т. д.); кроме того пласты грунта залегали очень плотно, поэтому, несмотря на величайшие предосторожности, многие шпунтины все же отклонялись от своего направления, а некоторые даже ломались. Эти затруднения указывают на то, что сваи и шпунтины такого расчлененного сечения могут найти применение только в тех случаях, когда грунт допускает легкую забивку или подмыв.



a *b*



c

Рис. 156. Набережная в Танга (б. Германская Восточная Африка), сооруженная в 1912 и 1918 гг.

a) горизонтальный разрез по шпунтовой стенке,
b) поперечный разрез сваи шпунтовой стенки,
c) плита шпунтовой стенки.

Другая конструкция была запроектирована и выполнена в 1912—1913 гг. фирмой Грюн и Бильфингер для набережной длиною 190 м порта Танга в б. Германской Восточной Африке [1] (рис. 156, *a*—*c*).

В данном случае самым важным являлась сборка стены из отдельных составных частей, изготовленных в Германии, переправленных морским путем и соединенных на месте постройки с возможно

[1] Ср. также „Beton u. Eisen", 1925, стр. 154, где помещен перспективный вид больверка.

НТБ ДНУЖТ

меньшим применением квалифицированной рабочей силы, следовательно в условиях исключения более трудных рабочих операций и главным образом бетонных работ; сверх того отдельные части должны были иметь возможность удобной погрузки на суда.

В жидкий ил и песок были забиты на глубину 8 *м* двутавровые железобетонные сваи длиною в 12 *м* на взаимных расстояниях 1,1 *м*. Поперечное сечение свай показано на рис. 156 *b*. Между ними забивались более легкие железобетонные шпунтины (рис. 156, *c*) сечением 2 × 22 *см* с примыкавшими с обеих сторон ребрами в виде лопастей и более прочного оголовка. Сваи забивались только на глубину 3,5 *м*. Обращенные к берегу полки двутавровых свай захватывались выше горизонта низких вод железобетонными анкерами.

Очень сложная форма шпунта была выбрана в 1910 г. для 100 *м* набережной в Эрфтгафене в Нейсе; в гравелистый грунт забиты на глубину 2 *м* с расстоянием в 1, 5 *м* лопастные сваи поперечного сечения 22 × × 60 *см* (рис. 157), которые в нижней своей части и сзади были снабжены уширением 0,90 *м*, а в верхней части и с передней стороны — уширением 0,70 *м*; эти сваи составляют основу набережной с задней ее стороны. Промежутки в нижней части между сваями шириною 0,60 *м* закрывались обыкновенными плитами шириною 0,85 *м* и толщиною 0,15 м, которые устанавливались за сваями и загонялись на глубину 0,70 *м*, над ними позади переднего уширения шпунта устанавливались плиты толщиною в 9 *см* и шириною в 1 *м* с утолщениями внизу, соответствовавшими переходной части шпунта.

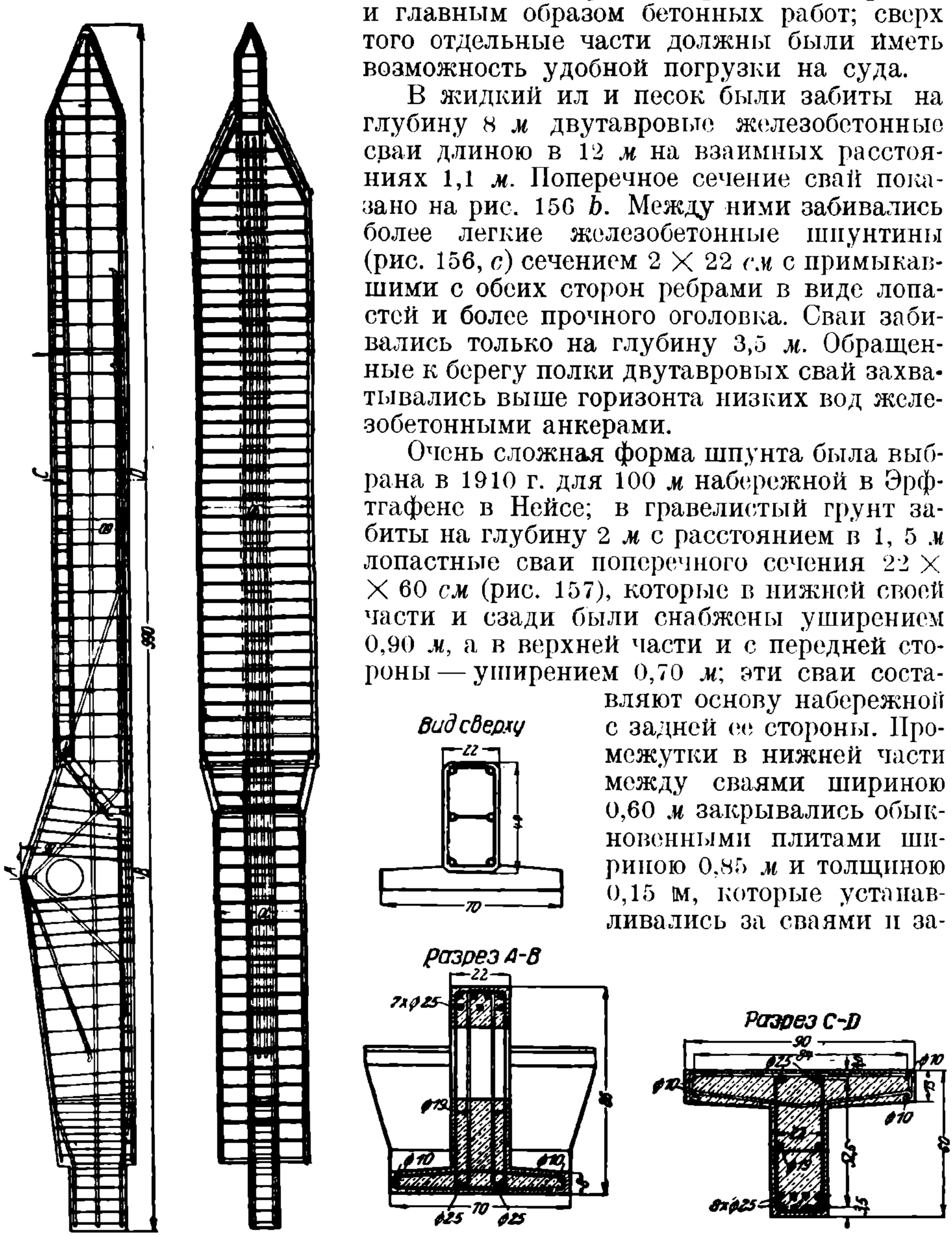


Рис. 157. Сваи набережной в Эрфтгафене в Нейсе, 1910 г. (Грюн и Бильфингер).

НТБ ДНУЖТ

Описанные выше особые формы шпунтовых стенок экономны в работах по забивке и в материалах, но применимы только при благоприятных грунтовых условиях и требуют очень точной работы.

В специальных случаях, как например для набережной в Танга, где на месте работ недоставало квалифицированной рабочей силы, такие конструкции могут иметь преимущества; в остальных случаях вопрос о выгодности их по сравнению с обычными конструкциями подлежит каждый раз отдельному рассмотрению.

в) Железобетонные пустотелые сваи.

1. Пустотелые сваи, изготовленные торкретированием.

Пустотелые железобетонные сваи, изготовленные торкретированием, применены при постройке морской гидросиловой станции в Лос-Анжелосе [1]; длина свай 13—18 *м*, а диаметр от 46 до 61 *см*, толщина стенок 10—11 *см*. Они забиты на глубину от 5,5 до 9 *м*, причем на $^2/_3$ этой глубины погружались посредством подмыва, а затем добивались бабой. Изготовление свай происходило таким образом, что установленные рядами вращающиеся формы подвергались бетонированию посредством цементной пушки. Формы склеивались из нескольких уложенных в виде спирали слоев оберточной бумаги вокруг деревянной слабо конической болванки; для прочности формы закладывалась проволочная сетка, а снаружи она покрывалась каменноугольной смолой. После этого форма надевалась на 1 *м* на изготовленное особым способом острие сваи длиной 1,60 *м*, а на форму укладывалась железная арматура пустотелой сваи из продольных стержней, поддерживаемых кольцами на взаимных расстояних в 25 *см*. После этого на форму подавался под давлением бетон; одновременно изготовлялось 60 свай; через 11—15 дней их можно было перемещать посредством крана, а через 30 дней — забивать. По имеющимся сведениям бетон был совершенно непроницаем и очень прочен.

2. Сваи из центробежного бетона.

Непроницаемый прочный бетон можно получить при помощи центрофуги.

Способ этот заключается в том, что в круглую форму закладывается арматура, состоящая из продольных стержней со спиральными проволочными обмотками на внутренней и наружной сторонах, после чего форма наполняется бетоном и в продолжение 3—10 мин. вращается с большой скоростью вокруг своей продольной оси, причем бетон благодаря центробежной силе прижимается к стенкам, а излишняя вода остается внутри формы и затем стекает. Такие бетонные стенки непроницаемы и прочны. На острие сваи надевается чехол из листового железа.

---

[1] „Deutsche Bauztg.“, 1912, Mitteilungen, стр. 96.

НТБ ДНУЖТ

Сваи центробежного бетона применены до сего времени только для небольшого числа сооружений, как например при устройстве фундамента под расширением машиностроительного отделения электротехнического завода в Шарлоттенбурге; повидимому, они оправдывают свое назначение и в тяжелом грунте; в сравнении со сплошными железобетонными сваями при одинаковой крепости и сопротивлении они значительного меньшего веса. Окончательный вывод можно будет сделать однако лишь после дальнейших опытных данных.

3. Железобетонные пустотелые сваи.

Пустотелые железобетонные сваи применяются тогда, когда сплошные сваи становятся тяжелыми и громоздкими, т. е. начиная с длины около 25 *м* и больше. Первым и до сих пор единственным более значительным сооружением такого рода является устройство фундамента опор моста у Лидинге[1] близ Стокгольма (1921—1924 гг.).

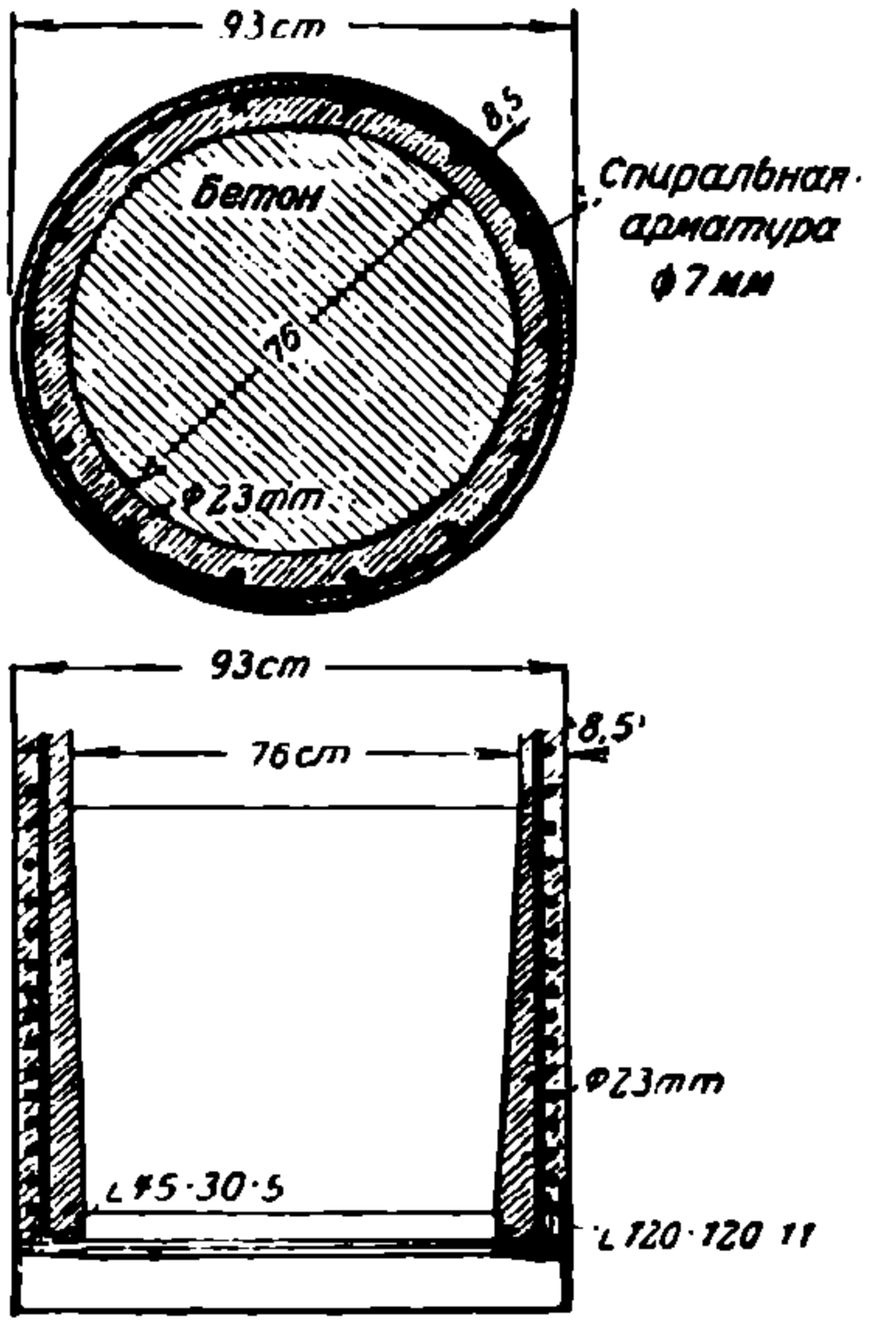


Рис. 158. Железобетонная полая свая моста в Лидинге, 1921—1924 гг. Грюн и Бильфингер.

Мост перекрывает морской пролив 18—20 *м* глубины. Прочное основание — скала — лежит на глубине 35—40 *м* ниже горизонта воды, а местами и глубже; над скалой залегает пласт гальки мощностью в несколько метров, а выше — мягкая синяя глина. Сначала были сделаны попытки применить закрытые сверху и снизу полые сваи[2] толщиной 0,90—1,00 *м* с плоским острием; однако не удалось ни забить, ни опустить эти сваи посредством подмыва. Поэтому были применены полые железобетонные сваи, открытые сверху и снизу; они забивались до скалы, грунт внутри свай выбирался и сваи заполнялись бетоном.

Всего было забито 75 свай длиною до 44 *м* (рис. 158); диаметр сваи 93 *см*, толщина стенок 8,5 *см*. Арматура из 14 продольных стержней толщиной 33 *мм* и спирали толщиной 7 *мм* с высотой хода в 75 *мм*. Стыки продольных стержней были расположены в шахматном порядке и свинчены муфтами. Нижний конец сваи, где толщина стенок равнялась 12 *см*, предохранен башмаком, состоявшим из двух прикрепленных одно над другим колец углового железа $120 \times 120 \times 11$ *мм*. Сваи изготовлялись горизонтально в формах из литого бетона состава 1 $1^3/_4 : 1^3/_4$ (450 *кг* цемента на 1 $м^3$ бетона в деле). Подробности, в особенности касающиеся формы, см. примечание[3].

---

[1] „Bautechnik“, 1924, стр. 405, 479, 503 и 660.

[2] „Bauingenieur“, 1920, стр. 628. Упомянутый здесь проект не был осуществлен.

[3] „Bautechnik“, 1924, стр. 480.

НТБ ДНУЖТ

Полые сваи на строительном дворе закрывались с концов деревянными крышками, соединенными друг с другом посредством пропущенного через сваю проволочного каната, и снабжены были для непроницаемости резиновыми прокладками. Забивка производилась при помощи специально сконструированного копра больших размеров; применялись оголовки.

Глинистый грунт изнутри сваи удалялся после забивки воздушным эжектором, который состоял из трубы диаметром 10 *см* с соплом на нижнем конце, куда по особенно тонкой проводке подводился сжатый воздух.

Устремляющийся наружу сжатый воздух смешивался с водой, захватывая с собою вверх и глину; глина сверх того разрыхлялась своего рода всасывающим наконечником, расположенным ниже сопла; разрыхление достигалось колебательным движением наконечника, снабженного подвижными ершами. Особенно тщательной очистке подвергались стенки трубы, для чего применялись вращающиеся диски с прикрепленными к ним резиновыми и кожаными лоскутами.

После очистки трубы заполнялись бетоном, который погружался бадьями прямо в воду, и только у некоторых свай вода откачивалась в верхней их части (на глубину до 27 *м*), и бетон укладывался насухо. Бетон, опущенный непосредственно в воду [1] на основании произведенных опытов обнаружил однородный состав и сопротивление от 250 до 290 *кг/см²*. Производство работ, повидимому, отличалось чрезвычайной тщательностью, но могут все же возникнуть сомнения, действительно ли бетон внутри сваи повсюду удовлетворителен? До тех пор, пока оболочка сваи остается непроницаемой, это обстоятельство не внушает опасений, в противном же случае следует иметь в виду, что бетон, заполняющий внутренность трубы, будет постепенно разрушаться под влиянием вредных составных частей морской воды и, увеличиваясь вследствие этого в своем объеме, может разорвать свайную оболочку.

Не подлежит сомнению, что железобетонным сваям предстоит дальнейшее развитие. Конструкцию сваи в Лидинге и ее арматуру, способ изготовления, перемещения и погружения в грунт придется в основных чертах сохранить и впредь. Сваи следует погружать посредством подмыва, если это возможно, при условии соответствующего грунта; пустое пространство внутри сваи позволяет включить хорошо действующее приспособление для подмыва, состоящие из двух труб, одной внутренней для напорной воды и одной внешней для подъема размытого грунта; однако можно применять и всякий другой соответствующий грунтовым условиям способ подмыва. Сваи, погружаемые посредством подмыва, часто можно будет не делать цилиндрической формы, но в соответствии с продольным изгибом придавать им в середине бо́льшие размеры [2]. Наоборот, у забивных свай придется сохранить цилиндрическую форму.

Если желательно избежать тех неудобств, которые связаны с заполнением свай бетоном, то с самого начала их стенкам можно придавать такую толщину, чтобы можно было от него и вовсе отказаться; правда, при этом вместе с увеличением веса теряется одно из глав-

---

[1] „Bautechnik", 1924, стр. 505.
[2] Ср. „Bauingenieur", 1921, отр. 278.

НТБ ДНУЖКТ

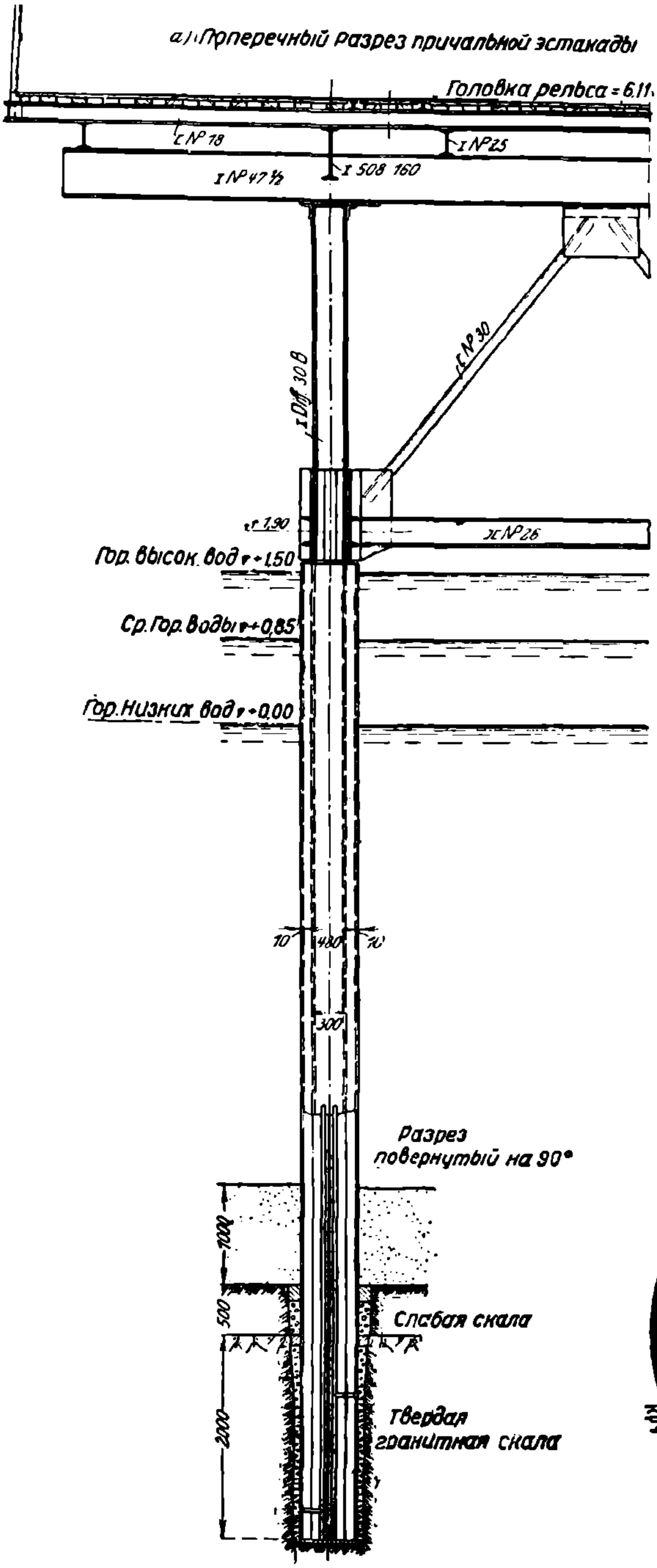
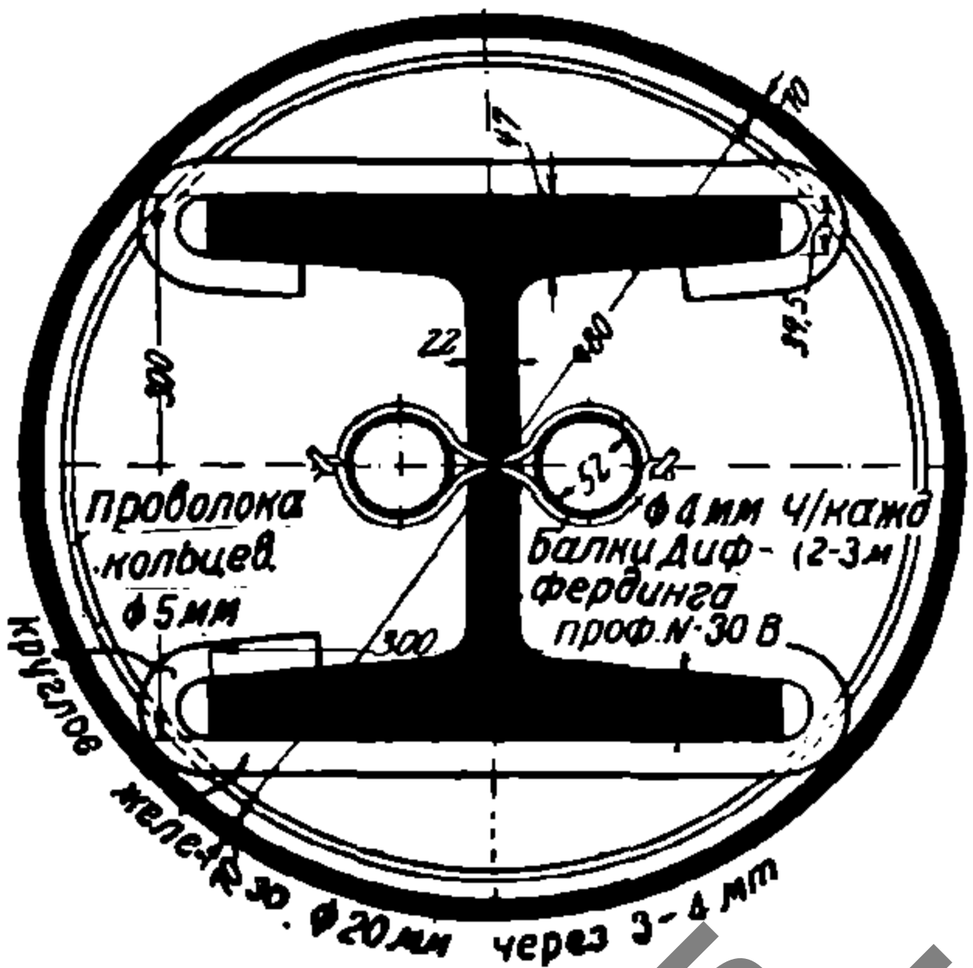


Рис. 159, *a* и *b*. Железная свая в бетоне для пристани в Свакопмунде, 1912—1914 гг.



НТБ
ДНУЖТ

ных преимуществ пустотелых свай. Вместо того можно заполнять бетоном под водою только нижнюю часть сваи или, что еще лучше, делать пустоту в нижней части настолько узкой, чтобы можно было легко заполнить ее раствором под давлением, а затем откачать воду из верхней внутренней части сваи и уложить бетон насухо, причем толщина стенок должна выдержать давление воды. Заполнение бетоном при помощи сжатого воздуха также является возможным, но ввиду увеличенного давления требуется соответственно более значительная толщина стенок. В случае применения пневматического раствора (сжатого воздуха) можно легко устроить также полезное расширение опорной части сваи (пяту), между тем как при обычном погружении бетона в воду качество его на нижнем конце сваи возбуждает сомнение.

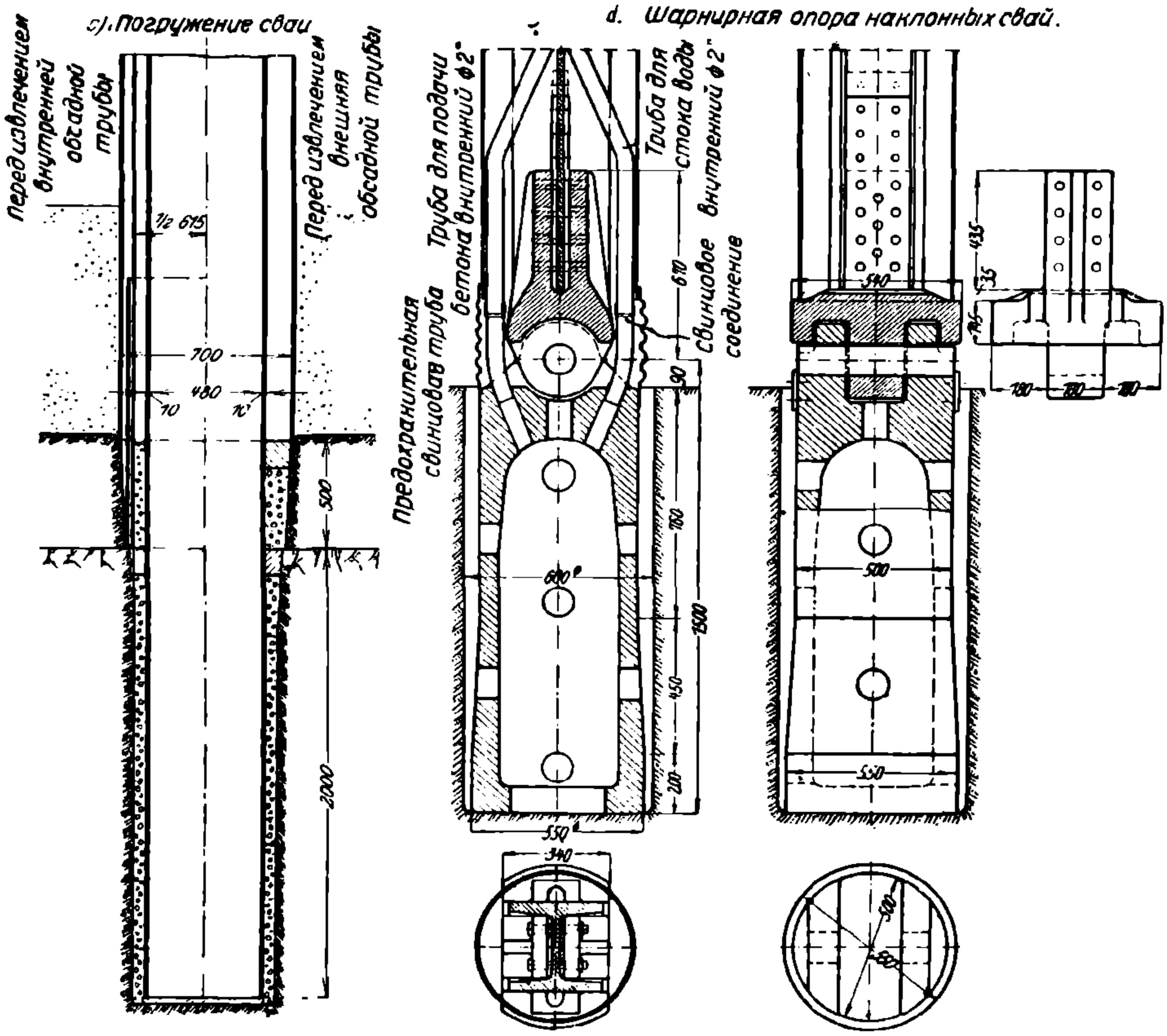


Рис. 159, *c* и *d*. Железная свая в бетоне для пристани в Свакопмунде, 1912—1914 гг. Грюн и Бильфингер.

НТБ ДНУЖТ

Железобетонные пустотелые сваи из отдельных звеньев труб применены для фундамента под склады в гавани Ванкувер[1] (западное побережье Канады). Эта конструкция является переходной к устройству фундамента при помощи колодцев. Пустотелые сваи наружного диаметра 2,18 *м* расположены на расстоянии 6 *м* друг от друга; отрезки труб 1,3—5,3 *м*. Пустотелые сваи опускались нагрузкой через песок, гравий и более мягкие виды грунта до скалистого основания, расположенного от 12 до 15 *м* ниже уровня низких вод, причем во время опускания внутреннее их пространство очищалось вычерпыванием самосхватывающим экскаватором с применением напорной воды; после этого они подвергались очистке, и внутренность заполнялась бетоном.

г) Железные сваи и шпунтовые пластины в бетонной оболочке.

Продолжительный срок службы сваи или шпунта или требование большего повышения момента сопротивления, чем это возможно для бетона с арматурой из круглого железа, приводят к железным балкам или шпунту в бетонной оболочке. Такого рода сваи и шпунт обходятся дорого и могут иметь значение только в специальных случаях.

В качестве примера можно привести сваи моста в Свакопмунде в германской Юго-Западной Африке в 1912—1914 гг. (рис. 159). Основание — гранитная скала на глубине до 10 *м* ниже уровня низких вод; над нею песок. Для свай употреблены балки Диффердинга № 30 и 32 (больший размер для более длинных свай).

В целях предохранения от ржавчины и воздействия перемещающегося по морскому дну песка они окружались бетоном и наружным чехлом из листового железа с внешним диаметром в 500 *мм* или соответственно 534 *мм* при толщине стенок 10—12 *мм*. Железный чехол имел значение для безукоризненной укладки бетона, и постепенное его разрушение предусматривалось заранее. Полки балок на расстояниях от 3 до 4 *м* плотно охватывались установочными скобами из круглого железа диаметром в 20 *мм*, предназначенными для удержания балок по середине железного чехла, кроме того вокруг балок сделана обмотка из проволки толщиною в 5 *мм*. После этого балки вдвигались в наружные железные трубы, и сваи бетонировались в стоячем положении. Для облегчения связи с верхним строением моста балки свай выдавались сверху за оболочку. Сваи углублялись в гранит на 2,5 *м*. С этой целью прежде всего сквозь лежащий сверху пласт песка опускалась вплоть до поверхности скалы обсадная труба диаметром 70 *см* и под ее прикрытием через верхний ненадежный слой скалы толщиною в 0,50 *м* загонялась усиленная с нижнего конца вторая труба диаметром в 61,5 *см* (рис. 159, *с* слева). После этого уже без обсадной трубы бурение продолжалось еще на 2 *м* и затем опускалась свая. Бурение производилось в скале при помощи бура с долотом и промыванием скважины водой под давлением. Буровые машины должны были из-за морского волнения находиться на прочных подмостях и устанавливались поэтому на тележку, выдававшуюся на 13 *м* вперед;

[1] „Eng. News Rec." от 24 мая 1923; „Zentralbl. d. Bauv.", 1923, стр. 514.

НТБ ДНУЖТ

тележка в свою очередь стояла на готовой уже части моста, строившегося от берега к морю, и передвигалась от одного свайного ряда к другому.

После установки свай свободный зазор между нею и скалой пневматически заполнялся цементным раствором. Для этой цели по обе стороны вертикальной стенки балки устанавливались подводящие трубы диаметром 50 *мм*; на нижнем конце они снабжались направленными наружу ответвлениями. Прежде всего заполнялся зазор в крепкой скале, а затем при одновременном извлечении внутренней обсадной трубы и зазор между сваей и слабой скалой, причем место примыкания труб к скале делалось водонепроницаемым посредством кольцеобразных подушек у концов трубы из цементного раствора, обернутого в джутовую ткань; эти подушки опускались и прижимались сверху к свае. В заключение трубы, расположенные в свае, заполнялись бетоном, и наружная обсадная труба извлекалась (ср. рис. 159, *c*).

В наружной части моста для жесткости поставлены наклонные сваи. Так как бурение наклонных отверстий трудно, обсадные трубы опускались в скалу отвесно так же, как и при вертикальных сваях; после этого в них помещалась чугунная опорная часть от подошвы высверленного отверстия до верхнего края скалы и при помощи шарнира соединялась с верхней частью сваи такой же конструкции, как и в случае вертикальных свай; нижний конец ребра балки Диффердинга входил в стальную отливку, которая вместе с чугунной опорной частью сваи образует шарнир со стальным штырем (рис. 159, *a*). Шарнир окружен волнистой свинцовой трубой. Опорная часть, полое пространство между шарниром и свинцовой трубой и трубы для передачи раствора после укрепления наклонной части сваи заполнялись раствором.

Железный шпунт в бетонной оболочке[1] очень часто применялся в Америке (рис. 160), в Нью-Йорке. Бетон армируется круглым железом, которое проходит в отверстия железных шпунтин. Верхние и нижние части железного шпунта находятся в незакрепленном состоянии. Бетон начинается приблизительно на 15 *см* выше лезвия. На свободную головную часть надевается оголовок для забивки.

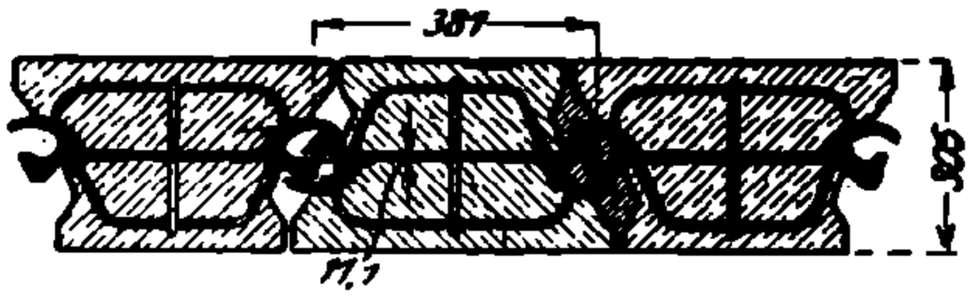


Рис. 160. Железная шпунтовая пластина в бетонной оболочке.

Шпунтина изготовляется путем помещения железной пластины в форму опалубки, причем трамбованный бетон укладывается на верхнюю ее сторону, после чего форма сверху закрывается и переворачивается, затем бетон укладывается с другой стороны. Сцепление его с железным шпунтом, повидимому, достаточно надежно.

Рядом с замком предусмотрены пазы, которые после забивки шпунта промываются водой под давлением и заполняются раствором. Благодаря этому стенка делается менее водопроницаемой, чем железные шпунтовые ряды, и в то же время обладает такими же направляющими и соединениями шпунтины.

---

[1] „Beton u. Eisen", 1915, стр. 153, рис. 2.

НТБ ДНУЖТ

д) Набивные сваи из бетона и железобетона.

Набивные сваи в противоположность забивным не изготовляются на поверхности земли, а бетонируются в самом грунте. Из большого количества предложенных и патентованных решений этого вопроса некоторые системы оказались практичными; они и подлежат рассмотрению.

Эта область подробно рассмотрена в справочнике по железобетону Эмпергера, который и следует рекомендовать [1].

За исключением сваи «Компрессоль» Дюлака все набивные сваи изготовляются в обсадных трубах, предварительно забиваемых или завинчиваемых; по мере бетонирования трубы постепенно извлекаются; если же обсадные трубы забиваются при помощи сердечника, то их делают тонкостенными и не извлекают обратно (сваи системы Раймонда, Штерна, Акерманна, Маста, Янсена). Наиболее интересной набивной сваей с непосредственно забиваемой и снова извлекаемой из грунта обсадной трубой является свая «Симплекс». Набивные сваи, получаемые при помощи обсадных труб, различаются по способу бетонирования: бетон вводится в открытую трубу при одновремнном трамбовании в сваях системы Штрауса, под водою посредством погружаемых ящиков в бетонных сваях А б, при помощи сжатого воздуха в системе Вольфсгольца, посредством напорной воды в конструкции Михаэлис-Маст и при помощи червячной конструкции заполняющего буровую трубу в сваях Келлера.

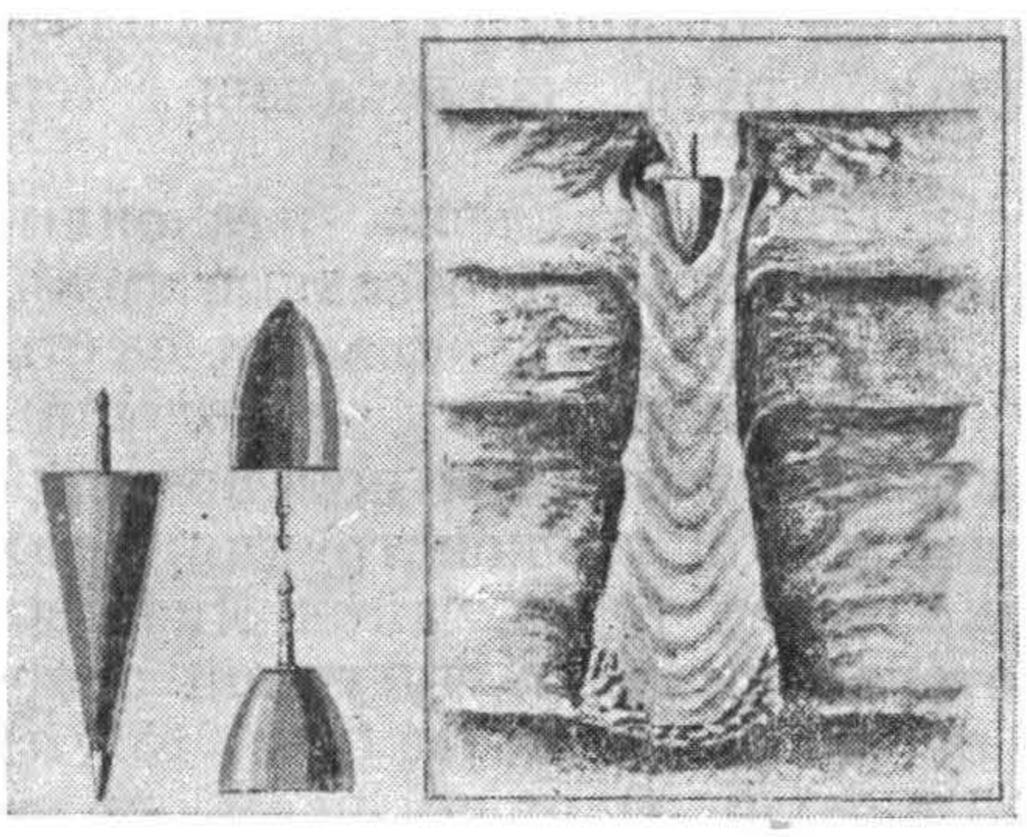


Рис. 161. Система Дюлака, бабы для забивки.

Рис. 162. Система Дюлака, введение бетона.

1. Набивные сваи без обсадных труб.

Свая «Компрессоль» системы Дюлака изготовляется путем углубления отверстия в грунте посредством баб весом от 1,5 до 2,2 *т* различной формы, которые свободно падают с высоты до 10 *м* в указанном на рис. 161 порядке; эти отверстия принимают форму, приблизительно соответствующую показанной на рис. 162, и достигают 15 *м* глубины. Бабы диаметром 85 и 80 *см* с плоской стороны поднимаются при забивке вверх посредством автоматического захвата, как при паровой бабе. Полые отверстия можно продолать только в неводоносном и обладающем сцеплением грунте; в случае же встречи до некоторой степени водоносного пласта воду можно на некоторое время удержать [2]. набрасывая в отверстие глину и втрамбовывая ее в стенки. Если прочного грунта достигнуть не удастся, то, втрамбовывая крупные камни,

---

[1] Изд. 3, т. III, Grundbau (в обработке Кольберга), Берлин 1922, стр. 280—328.
[2] „Deutsche Bauztg.", 1905, стр. 303.

НТБ ДНУЖТ

можно достигнуть либо соединения с прочным грунтом либо достаточного расширения подошвы сооружения. Готовые отверстия заполняются слоями бетона толщиной примерно 0,50 *м*, который утрамбовывается посредством тех же самых трамбовок; бетон вдавливается в землю, и готовый бетонный массив имеет значительно больший объем (до пятикратного), чем отверстие в грунте. В толщу бетона выгодно набросать побольше крупного камня. Бетонные массивы в среднем имеют в диаметре 0,80 *м*, а наибольшая их толщина изменяется, смотря по роду грунта, и достигает приблизительно 1,50 *м*. В зависимости от грунтовых условий свая имеет наибольшую толщину вверху, внизу или также и в середине. Эту сваю таким образом следует рассматривать как пилон, а не как сваю; снабжать ее арматурой нельзя.

Описанный способ был впервые применен в Париже, а в Германии при постройке вокзала в Плохингене[1] (Вюртемберг), а затем в Берлине[2]. Другие случаи применения[3] описаны в справочнике по железобетонным сооружениям.

2. Набивные сваи с забиваемыми и снова извлекаемыми из грунта обсадными трубами.

Свая «Симплекс» является изобретением американского инж. Чэмена.

Забиваемая обсадная труба диаметром от 30 до 60 *см*, в большинстве случаев 40 *см*, при толщине стенок 20 *мм*; по окончании работ она вытаскивается обратно. Наконечник наглухо соединен с трубой и может раскрываться; он носит название «аллигатора» (рис. 163).

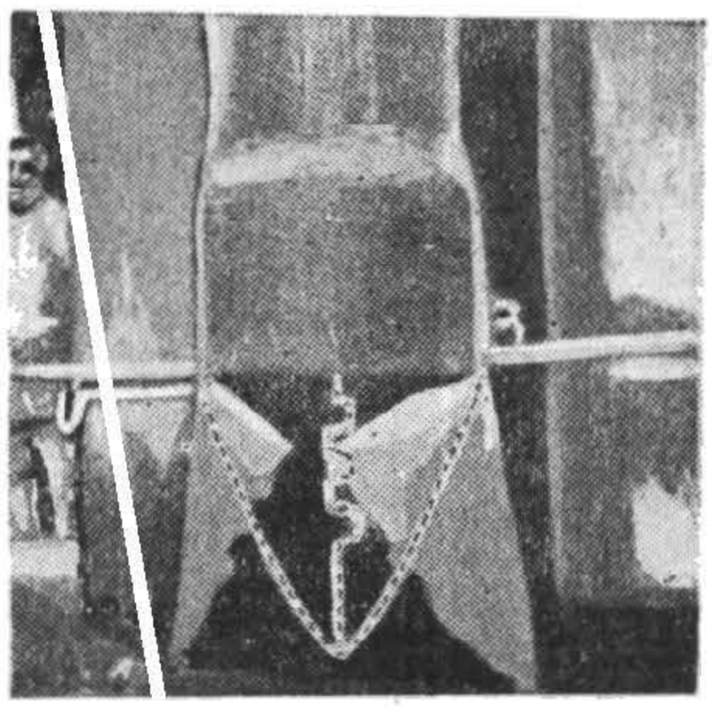


Рис. 163. Аллигаторный наконечник сваи Симплекс в открытом виде.

В очень твердом грунте он весьма легко портится, и тогда применяют отделяющийся, остающийся в земле наконечник. Фирма Вайсс и Фрейтаг употребляет наконечник, не скрепленный наглухо с обсадной трубой (патент Гергарда)[4]; после забивки посредством поднятия щеколд он поднимается внутри сваи вверх. Подобный же наконечник предложен и Пробстом[5]. При наличии грунтовой воды может применяться только наконечник, остающийся в земле, так как при пользовании аллигаторным наконечником или при вытаскивании наконечника Гергарда обсадная труба наполнялась бы водою, и бетонирование не могло бы быть произведено безукоризненно.

После забивки устанавливается железная арматура, утрамбовывается или наливается бетон и одновременно извлекается вверх труба.

---

[1] „Süddeutsche Bauztg.“, 1904, стр. 405; „Zentralbl. d. Bauv.“, 1904, стр. 495.
[2] „Deutsche Bauztg.“, 1905, стр. 303.
[3] Ср. также „Beton u. Eisen“, 1905, стр. 13; 1908, стр. 50; 1910, стр. 93 и 249; 1911, стр. 412; „Bauwelt“, 1911, № 55 и 58.
[4] „Zentralbl. d. Bauv.“, 1919, стр. 452. Пробные забивки производились в Onnay. Случаи применения на практике неизвестны.
[5] „Zentralbl. d. Bauv.“, 1911, стр. 384.

НТБ ДНУЖТ

В грунтовой воде всегда следует наполнять трубу таким количеством бетона, чтобы вода не могла появиться над бетоном; в этом случае следует применять пластичный или литой бетон, не содержащий в себе воздуха, так как воздух мог бы вытесняться грунтовой водой, а бетон страдал бы от вымывания его связывающих составных частей. В открытой воде сваю можно опустить помощью наружной трубы из листового железа; она должна войти в грунт на 1—2 *м* и там остаться навсегда. Пята вырытой сваи «Симплекс» изображена на рис. 164. Сваи «Симплекс» очень часто применялись на практике как в Америке, так и в Германии[1]; первое в Германии более значительное сооружение с применением таких свай для устройства фундамента под эллинги и мастерские гамбургской верфи «Вулкан» потребовало в течение 1907—1911 гг. свыше 5500 свай длиною 10 до 15 $м^2$.



Рис. 164. Вырытая свая Симплекс.

С конструкцией «Симплекс» имеют сходство многие распространенные, особенно в Америке, системы, отличающиеся от нее в деталях. Так например, у свай «Пирлесс» наконечник значительно выступает по ширине за сваю, а на выступающий край устанавливаются цементные трубы с железной обсадной трубой. Железная труба вытаскивается обратно, а цементные трубы остаются в качестве наружного чехла, охраняя бетон от вредных влияний. В других системах бетон сжимается в боковом направлении в грунт при помощи вдавливаемого сердечника («Ридлей»)[3] или же устраивается внизу пята Гоу[4] и Генри Аббот[5] (германские конструкции, а именно взрывная свая[6] системы Вильгельма и расширяющаяся свая[7] больше не производятся), либо применяется железный подбабок, забивающий острие впереди свай (способ Алексеева), или же острие выпускается изнутри сваи, причем вдвигающиеся одна в другую наподобие телескопа трубы захватываются вместе с ним (метод Франкиньуля)[8]; у свай Циммермана[9] предварительно забивается двойная обсадная труба и тройное острие; еще не установлено, оправдывается ли на практике столь сложная конструкция.

---

[1] „Deutsche Bauztg.“, 1907, Mitteilungen, стр. 65 и 70; „Beton u. Eisen“, 1907, стр. 245; Armierter Beton, стр. 127.

[2] „Z. d. V. d. I.“, 1919, стр. 1366.

[3] „Eng. Record Current News“, 1914, стр. 182.

[4] „Schweiz. Bauztg.“, 1905, № 7—9.

[5] „Eng. News“ от 4 января 1912.

[6] „Beton u. Eisen“, 1910, стр. 64; „Süddeutsche Bauztg.“, 1913, № 51; „Deutsche Bauztg.“, 1915, Mitteilungen, стр. 152; „Dinglers polyt. Journal“, 1920, стр. 317.

[7] „Deutsche Bauztg.“, 1919, Mitteilungen, стр. 69.

[8] „Süddeutsche Bauztg.“, 1912, № 32; „Bautechnik“, 1925, стр. 224.

[9] „Deutsche Bauztg.“, 1917, Mitteilungen, стр. 46, 53; „Beton u. Eisen“, 1921, стр. 224.

НТБ ДНУЖКТ

3. Набивные сваи с забивасмыми и остающимися в грунте обсадными трубами.

Раймонд[1] первый предложил для набивных свай коническую форму. Он применяет открытую внизу трубу из листового железа (чехол) со стенками толщиной от 0,6 до 1 *мм;* она захватывается точно пригнанным к ней железным сердечником из нескольких частей, чтобы облегчить его извлечение. Железные трубы состоят из патрубков по 2,5 *м*, которые входят друг в друга наподобие телескопа и снабжены пазами со спиралью из стальной проволоки толщиной в 6 *мм*; для

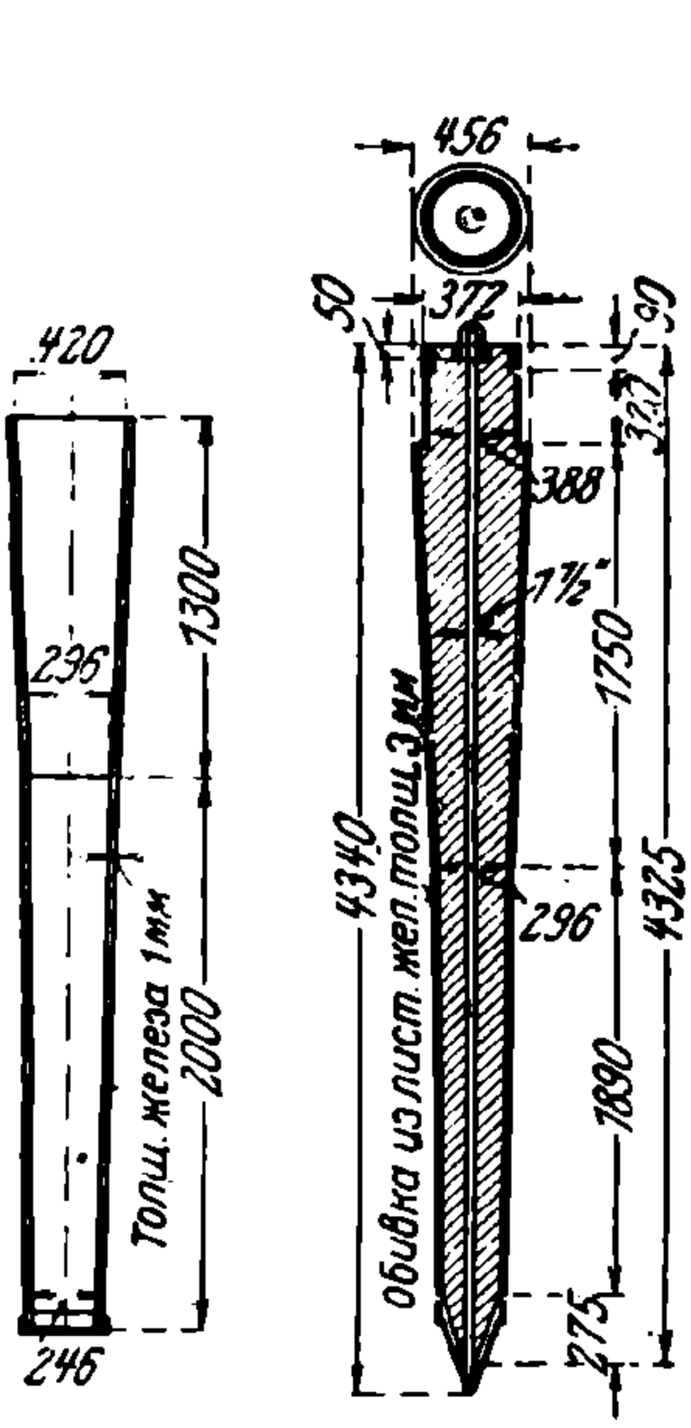


Рис. 165. Чехол из листового железа для сваи Штерна и сердечник для ее забивки.

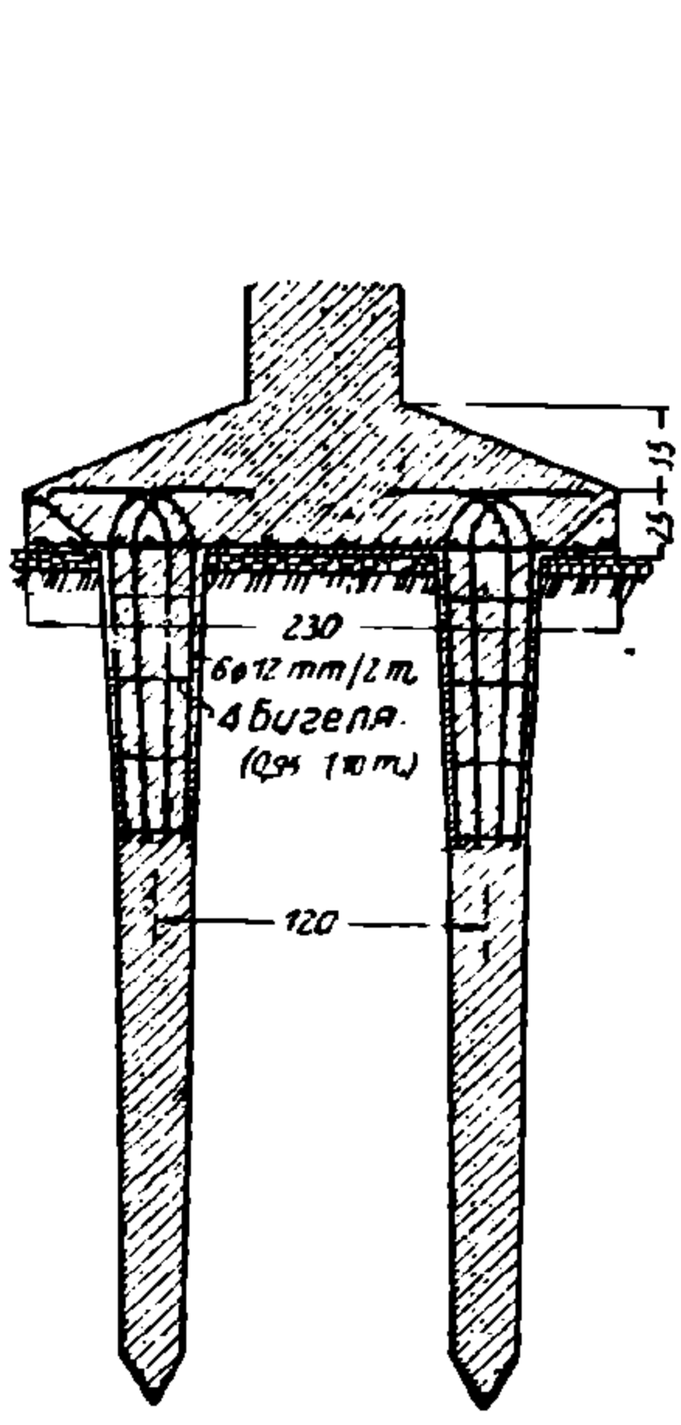


Рис. 166. Устройство фундамента на сваях Штерна.

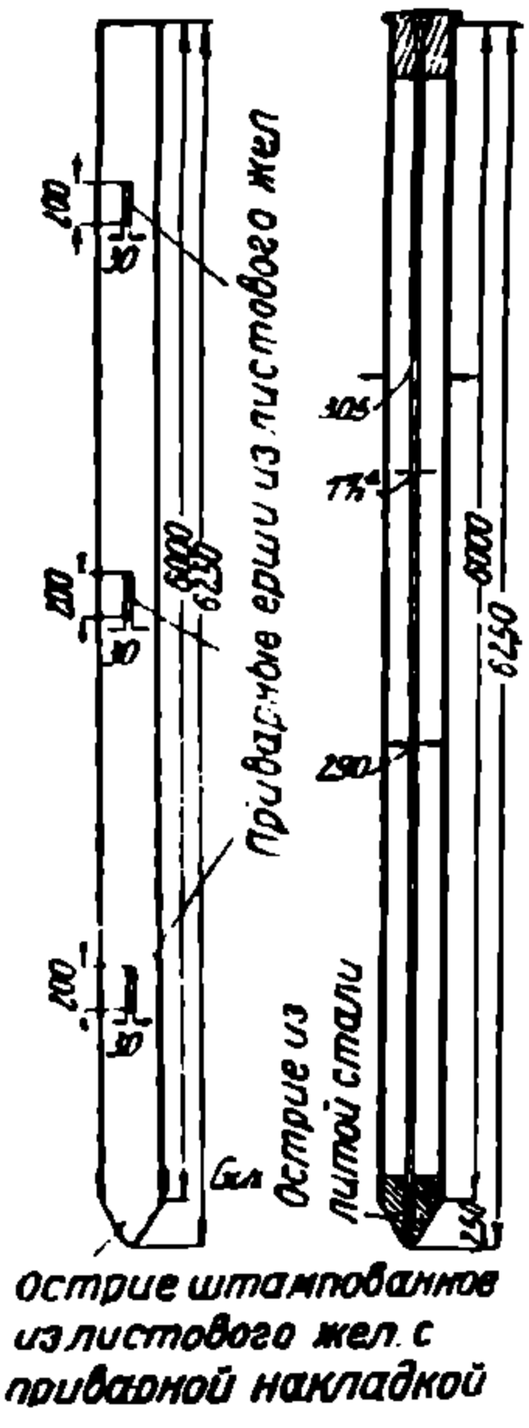


Рис. 167. Чехол из листового железа для сваи Аккермана и сердечник для ее забивки.

жесткости и защиты труб от вдавливаний, после того как будет извлечен сердечник, нижний диаметр сваи от 2 до 25 *см*, уклон — 1 : 6.

В патентованной системе Штерна (рис. 165) применяется однотипный открытый снизу железный чехол длиною соответственно длине сваи[2]; сердечник из дерева. По предложению Кафка[3] недалеко от нижнего конца на него нагоняется обруч полосового железа, который вжимается на нижний внутренний кольцевой ободок железного чехла.

При обеих свайных системах — Раймонда и Штерна — через открытый снизу чехол можно получить образцы грунта основания. Грунтовая вода однако проникает тогда через нижнее отверстие, и бе-

---

[1] „Engin. Record", 1913, стр. 36.
[2] Stern, Das Problem der Pfahlbelastung, Берлин 1903.
[3] „Beton u. Eisen", 1911, стр. 250; Kafka, Die Theorie der Pfahlgründugen, Берлин 1912.

НТБ ДНУЖКТ

тон должен погружаться прямо в воду, т. е. теряет в своем качестве. Обе системы исключаются при грунтовой воде, оказывающей неблагоприятное химическое влияние на бетон. Сопротивление свай велико вследствие значительного сбега конуса, длина их достигает 10 *м* [1].

Сваи оказались особенно пригодными для взвешенных фундаментов, у которых нагрузка сооружения не передается через слабые слои прочному грунту основания, а воспринимается уплотненными слабыми напластованиями. На рис. 166 изображено устройство фундамента из сваи Штерна.

Цилиндрическую форму имеет свая из листового железа, изготовляемой фирмой Аккерман и К° в Мюнхене. Свая (рис. 167) снабжена чехлом, в который с зазором в 2 *мм* входит сердечник. В легком грунте острие чехла образуется штампованным наконечником из листового железа, который приваривается к чехлу и в точности соответствует литому стальному острию сердечника. В более плотном грунте наконечник чехла делается из литой стали. К чехлу приварены снаружи лапы из листового железа, которые оттогнутыми в обратную сторону крючьями удерживают чехол в грунте во время извлечения сердечника. Железный чехол снизу закрыт и водонепроницаем, поэтому бетонная кладка может вестись насухо.

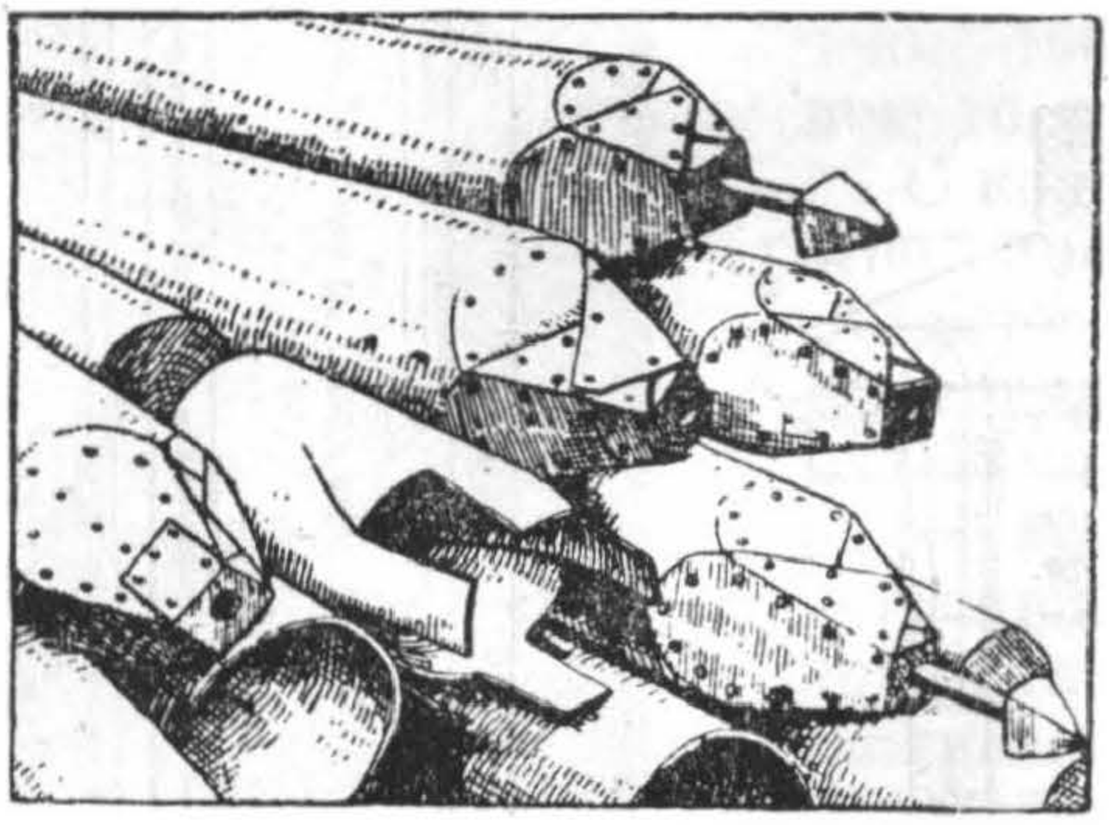


Рис. 168. Трубы и наконечники для свай Маста.

Со сваями Аккермана в основном сходны системы Маста и Янсена: они отличаются только конструкцией сердечника и острия железного чехла. Острие патентованной сваи Маста образуется деревянной болванкой в форме железной пирамиды; она пригнана к железной трубе, соединение залито асфальтом и непроницаемо для воды; к деревянному наконечнику прибита разрезанная вдоль на полоски короткая железная трубка с заделанным острым железным шипом (рис. 168). Свая Маста может найти применение, если конец ее постоянно находится на грунтовой воде, так как в противном случае деревянная болванка подвергается гниению. Сваи Маста очень распространены [2].

Конструкция Янсена [3] подобна системе Моста, но вместо деревянного наконечника употребляется железобетонный. Поэтому применение этой сваи не зависит от уровня грунтовых вод, однако сомнительно, достаточно ли сопротивление острия при забивке.

Системы Аккермана, Маста и Янсена с чехлом особенно пригодны по вредной для бетона грунтовой воде, действующей на бетон, так как бетон укладывается насухо. Если чехол будет разъеден кислотами или проржавеет, то все-таки можно считать, что прошло достаточно времени, прежде чем бетон подвергся влиянию вредной воды. Следует

---

[1] „Beton u. Eisen", 1907, стр. 1 и 56; „Süddeutsche Bauztg.", 1909, № 49; „Z. d. V. d. J.", 1912, стр. 979.

[2] Struif, Betonpfahl System Mast, Берлин 1913; „Zement und Beton", 1910, № 25; „Deutsche Bauztg.", 1912, Mitteilungen № 8.

[3] „Beton und. Eisen", 1908, стр. 379 и 1910, стр. 165.

НТБ ДНУЖТ

однако применять водонепроницаемый бетон и вяжущие вещества, способные оказывать сопротивление химическим воздействиям.

В глеевом, болотном и торфяном грунтах погруженные трубы системы Маста окрашиваются изнутри горячей смесью из асфальта и гудрона; окраска производится патентованным способом посредством пригнанной к трубе кольцевой щетки [1]. Окраска просыхает в течение одного или двух дней, после чего укладывается бетон при помощи воронки, чтобы не повредить окраску.

Перед забивкой трубы огрунтовываются той же смесью. По наблюдениям извлеченных обратно свай установлено, что второй слой окраски держался не на железе, а на бетоне; горячая смесь вследствие парообразования не соединялась с холодной железной трубой, а приставала к бетону.

Сваи системы Маста, у которых часть железной оболочки извлекалась обратно, применены в грунте при стройке подземной железной дороги направления Север — Юг в Берлине [2]. В грунте оставалось острие сваи и примыкающая к нему часть железной трубы длиной 1,5 *м* (рис. 169). Ее продолжение и верхняя часть чехла соединяются приклепанным снизу кольцом с сердечником. После извлечения его в железный чехол вставлялась асфальтированная и обернутая джутом

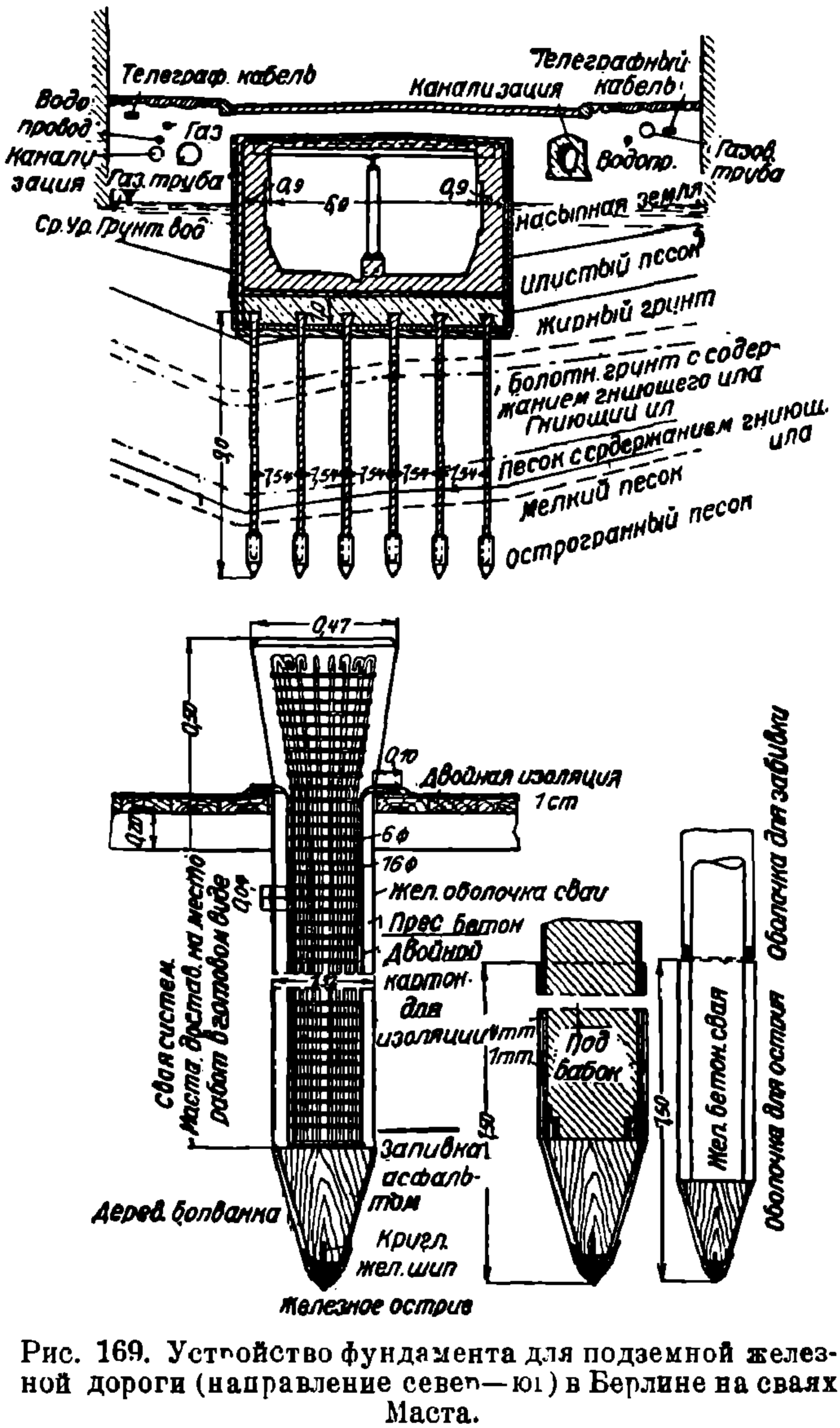


Рис. 169. Устройство фундамента для подземной железной дороги (направление север—юг) в Берлине на сваях Маста.

пригнанной к трубе кольцевой щетки [1]. Окраска просыхает в течение одного или двух дней, после чего укладывается бетон при помощи воронки, чтобы не повредить окраску.

Перед забивкой трубы огрунтовываются той же смесью. По наблюдениям извлеченных обратно свай установлено, что второй слой окраски держался не на железе, а на бетоне; горячая смесь вследствие парообразования не соединялась с холодной железной трубой, а приставала к бетону.

Сваи системы Маста, у которых часть железной оболочки извлекалась обратно, применены в грунте при стройке подземной железной дороги направления Север — Юг в Берлине [2]. В грунте оставалось острие сваи и примыкающая к нему часть железной трубы длиной 1,5 *м* (рис. 169). Ее продолжение и верхняя часть чехла соединяются приклепанным снизу кольцом с сердечником. После извлечения его в железный чехол вставлялась асфальтированная и обернутая джутом

[1] „Bautechnik", 1923, стр. 451; 1926, стр. 32.

[2] „Deutsche Bauzeitung", 1922, Mitteilungen № 11, 12; „Zentralbl. d. Bauv.", 1923, стр. 193, рис. 55 и 56. Помещенный выше рис. 169 заимствован из этого источника.

НТБ ДНУЖТ

железобетонная свая соответствующей формы, после чего верхняя часть чехла извлекалась. Свая, собственно говоря, не является набивной, а заготовляется заранее и помещается в предварительно забитую трубу.

Сваи Маста в слабом грунте, допускающем лишь работу трения, делаются и конической формы.

4. Набивные сваи с извлекаемой обратно из грунта трубой.

Относящиеся сюда сваи системы Штрауса, Вольфсгольца и Михаэлис-Маста применяются в большом количестве. Они подробно описаны в справочнике по железобетонному строительству в отделе устройства оснований («Hand. f. Eisenbetonbau», Band Grundbau), куда мы и отсылаем читателей.

В сваях Штрауса (рис. 170) бетон трамбуется при постепенном подъеме буровой трубы; в случае большого притока грунтовых вод употребляют особые трамбовки, которые не встречают в воде значительного сопротивления и дают возможность трамбования бетона под водою. Можно также откачать из трубы всю воду и быстро вдвинуть приготовленную возможно сухо бетонную пробку, чтобы не пустить воду.

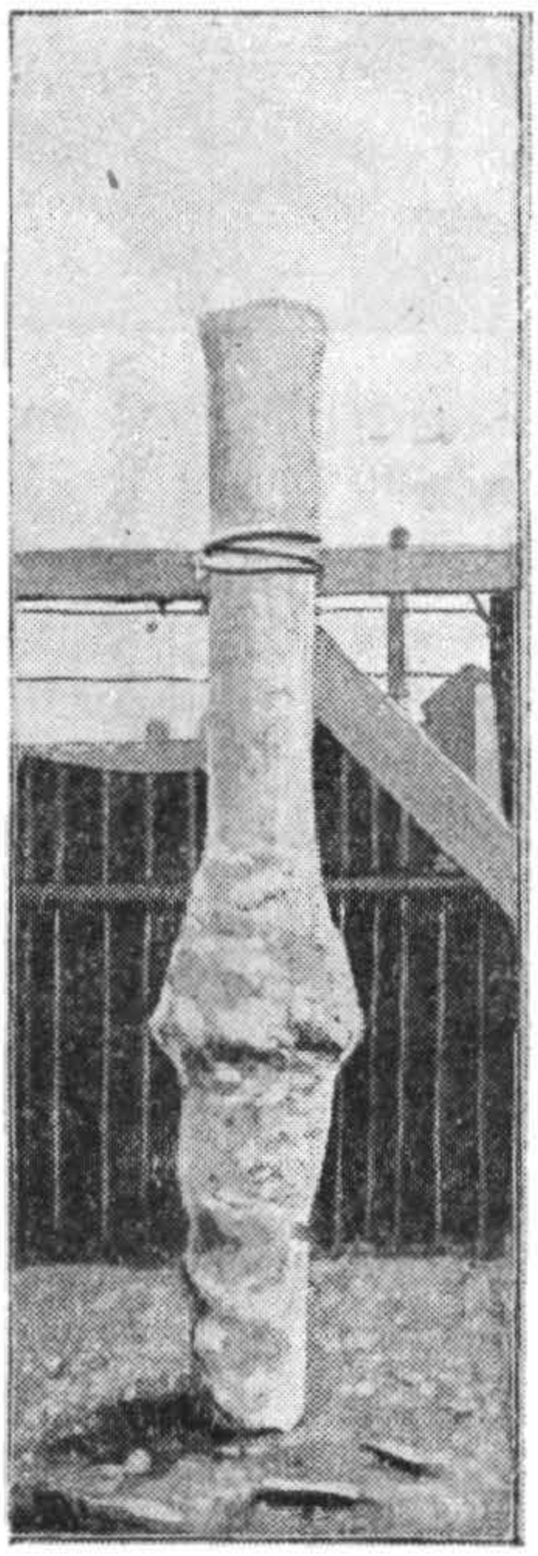


Рис. 170 Вырытая из земли свая Штрауса.

Сваи Штрауса [1] пользуются в Германии широким распространением. У свай Вольфсгольца [2] буровая труба наверху закрывается, вода вытесняется сжатым воздухом, а затем под давлением вводится почти жидкий раствор; при увеличении давления до 10 *кг/см*² буровая труба отжимается вверх, и одновременно вдавливается в грунт раствор, который затем добавляется, смотря по надобности. На рис. 171 изображен продольный разрез вырытой из грунта сваи.

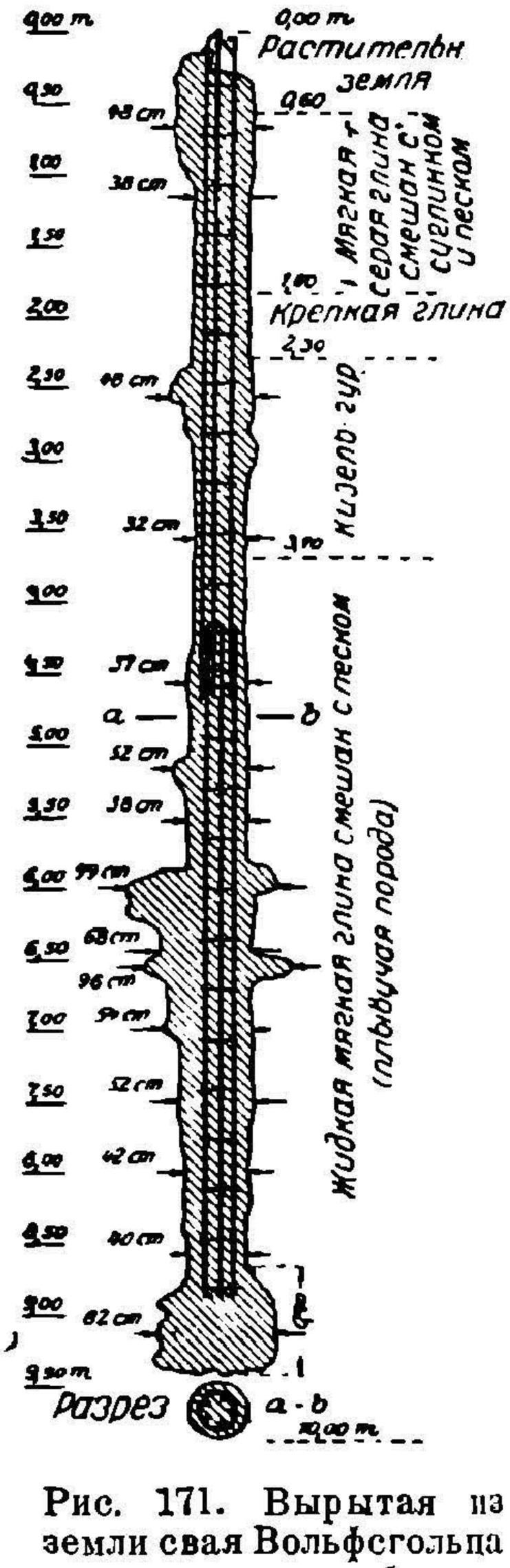


Рис. 171. Вырытая из земли свая Вольфсгольца из прессованного бетона.

[1] Gehler, Betonpfähle Patent Strauss, Берлин 1913 г. Druckschrift der Dyckerhoff u. Widmann A. G. Betonpfähle Patent Strauss. „Beton und Eisen", 1905, стр. 12, 110, 139; 1906, стр. 138; 1908, стр. 90; 1909, стр. 54; 1921, стр. 137.

[2] „Zentralbl. d. Bauv.", 1911, стр. 82; 1915, стр. 69, 1922, стр. 382 и 435; 1923, стр. 115; „Beton u. Eisen", 1916, стр. 9 и 33; „Deutsche Bauztg,". 1915, Mitteilungen № 8 и 9. „Z. d. V. d. J." 1922, стр. 773.

НТБ ДИИЖТ

Способ изготовления сваи Акц. об-ва Грюн и Бильфингер [1] в Мангейме сходен с описанным, только бетон не вдавливается в жидком виде через узкую трубу, а вводится в закрытую буровую трубу посредством воздушного шлюза. Во время бетонирования прибавляется под напором вода, чтобы бетон не испытывал недостатка воды при схватывании даже в том случае, если сжатым воздухом она вытесняется в грунт; после бетонирования буровая труба отжимается кверху напорной водой, а не сжатым воздухом, как это делается в сваях Вольтгольца; благодаря этому достигается более равномерный подъем.

Совершенно аналогичным образом поступают и при устройстве пневматических бетонных свай системы Фишера [2]. В этом случае во избежание узкого трубопровода для бетона его вводят также посредством воздушного шлюза, но без воды. Во время работ в Эммерихе потери сжатого воздуха через грунт не наблюдалось.

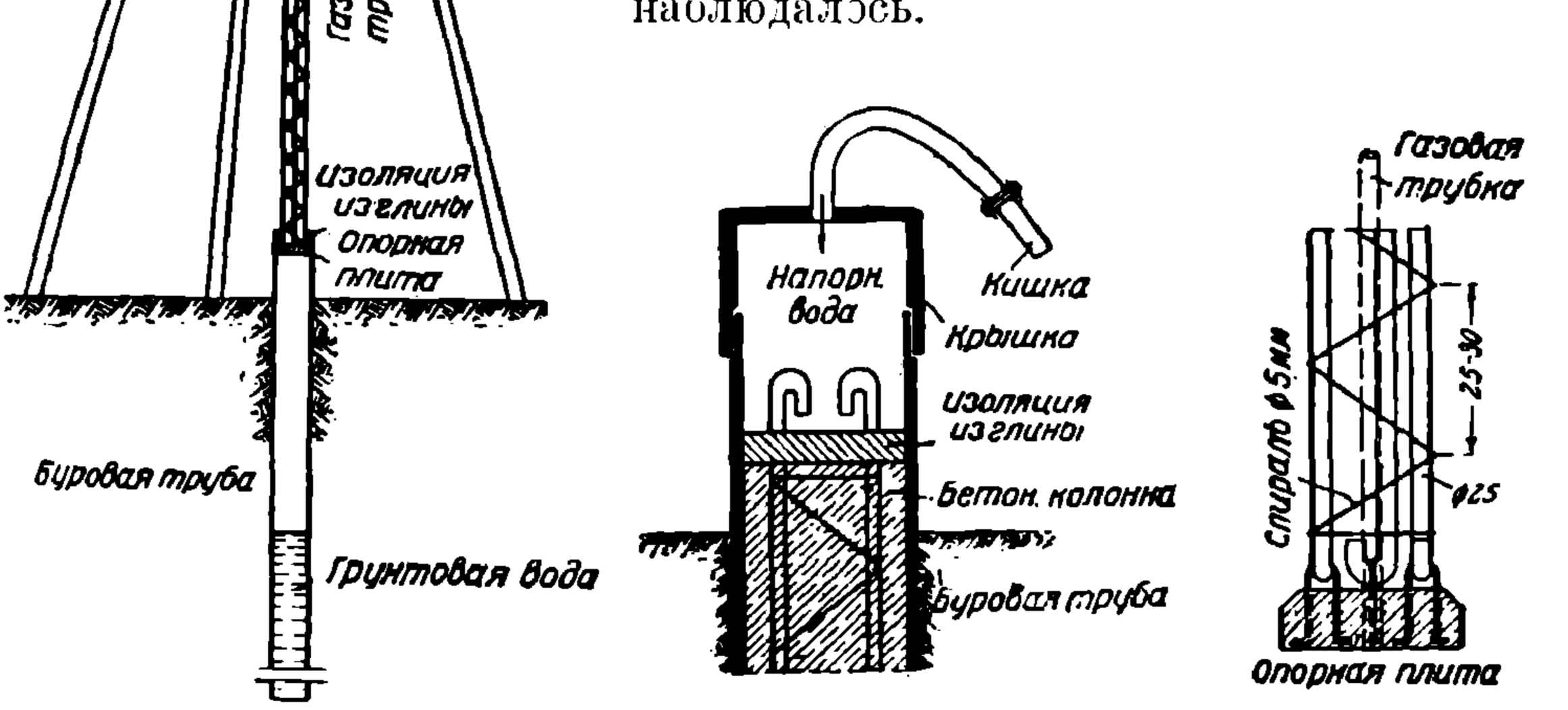


Рис. 172. Буровая прессованная свая по системе Микаэлис-Маста

a) общее расположение, b) головная часть буровой трубы, c) опорная плита и ее железная арматура.

В сваях Келлера бетон вдавливается из обсадной трубы в грунт посредством червячного устройства, благодаря этому одновременно поднимается вверх и труба.

В конструкции Михаэлис-Маста [4] грунтовая вода, находящаяся в буровой трубе, вытесняется после погружения (рис. 172) ди-

---

[1] Выполнены в последнее время при работах по укреплению берлинской городской жел дор.

[2] „Bautechnik", 1925, стр. 624.

[3] „Deutsche Bauztg.", 1924, Mitteilungen № 7.

[4] „Zentralbl. d. Bauv.", 1922, стр. 97 и сл., рис. 3 „Deutsche Bauztg.", 1922, Mitteilungen, 1924, № 9, стр. 8. „Bautechnik", 1926, стр. 505 (изготовление в разогретом грунте).

НТБ ДНУЖТ

ском, прикрепленным к нижнему концу арматуры и изолированным глиной от буровой трубы; вытесняемая вода выходит через газовую трубку, проходящую сквозь диск по оси сваи; после бетонирования газовая трубка вытаскивается наружу, а бетон изолируется от буровой трубы глиной (рис. 172, *b*); после этого бурэвая труба закрывается крышкой, и ручным насосом накачивается вода через плотно примыкающую крышку; бетон вдавливается в грунт и одновременно поднимается вверх буровая труба; давление воды вначале около 35 *кг/см²* опускается затем в среднем до 5 *кг/см²*.

В описанных конструкциях бетон через буровые трубы вдавливается и в смежный грунт подобно тому, как это происходит в сваях «Симплекс», только в более сильной степени, так как грунт не уплотняется при бурении, и очень легко можно создать уширение. Вдавливание в грунт зависит от давления, под которым находится бетон; таким образом в общем оно меньше всего у свай Вольфсгольца (рис. 171) и Михаэлис-Маста. В песчаном грунте можно в известной степени достигнуть «окаменения грунта», прилегающего к свае.

Сваи Вольфсгольца и Михаэлис-Маста могут быть опущены под любым уклоном, а в необходимых случаях (в качестве анкерных свай) и горизонтально. То же самое относится и к сваям системы Келлера, поскольку устройство привода для червячной подачи бетона не вызывает затруднений. У свай Штрауса при значительном отклонении от вертикали сильно затрудняется трамбование.

Так как буровая труба с подачей бетона извлекается обратно, сваи могут быть сделаны только в грунте; на воздухе или в воде для свай «Симплекс» следует применять, как уже указано выше, трубу из листового железа, углубленную в грунт на 1—2 *м;* она должна быть устойчива, чтобы бетон во время схватывания не подвергался сотрясениям [1].

Все набивные сваи без оболочки недопустимы в грунте, химически действующем на свежий бетон.

Ввиду этого Вольфсгольц предложил прежде всего опустить в буровую трубу готовую и по мере надобности изолированную (например при помощи гудрона) железобетонную сваю, почти заполняющую трубу; после этого под давлением сжатого воздуха удаляется грунтовая вода, вспрыскивается раствор и таким образом заполняется зазор между сваей и грунтом при одновременном подъеме трубы вверх.

5. Набивные сваи с остающейся в грунте оболочкэй.

Бетонная свая системы Аба [3] (раньше Абег) изготовляется в буровой трубе, остающейся в грунте. Отдельные звенья трубы диаметром в 30—32 *см* привариваются друг к другу во время погружения в землю; труба опускается до крепкого грунта и в нем делается пустота для образования пяты, после чего подвешивается арматура и в открытую трубу слоями вводится бетон; в грунтовую воду он погружается сжатым воздухом. Строители этих свай утверждают, что сопротивление их больше, чем у свай с извлекаемой оболочкой, так как

---

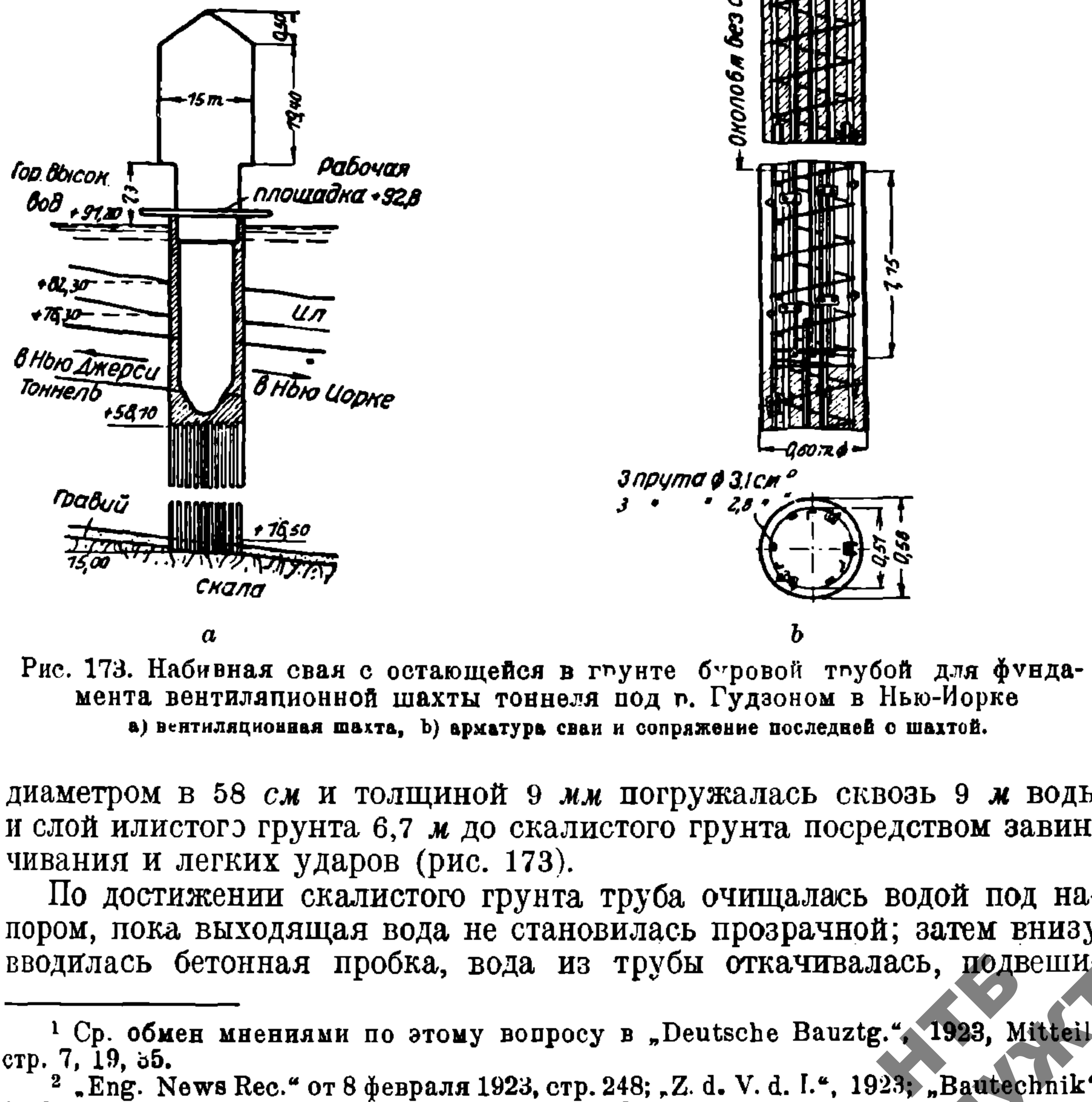
[1] „Zentralbl. d. Bauv.“, 1923, стр. 115.
[2] Германский патент, „Zentralbl. d. Bauv “, 1925, стр 191.
[3] „Deutsche Bauztg.“, 1922, Mitteil., стр. 137 и 129.

НТБ ДНУЖТ

трение между грунтом и бетоном будто бы сильно уменьшается благодаря разрыхлению грунта при извлечении трубы; надо полагать однако, что уменьшение трения уравновешивается неровностями на стенках сваи (образованием выступов) [1].

Подобная конструкция свай длиною в 43 *м* и наружным диаметром в 60 *см* принята в 1922 г. при устройстве фундамента и вентиляционной шахты тоннеля под р. Гудзоном в Нью-Йорке [2]. Сваи подобны примененным для моста в Лидинге около Стокгольма.

Под стенкой шахты толщиной 1,8 *м* размещены 42 сваи. Расстояние между сваями около 1 *м*. Железная труба из свинченных между собой звеньев



a *b*

Рис. 173. Набивная свая с остающейся в грунте буровой трубой для фундамента вентиляционной шахты тоннеля под р. Гудзоном в Нью-Йорке

a) вентиляционная шахта, b) арматура сваи и сопряжение последней с шахтой.

диаметром в 58 *см* и толщиной 9 *мм* погружалась сквозь 9 *м* воды и слой илистого грунта 6,7 *м* до скалистого грунта посредством завинчивания и легких ударов (рис. 173).

По достижении скалистого грунта труба очищалась водой под напором, пока выходящая вода не становилась прозрачной; затем внизу вводилась бетонная пробка, вода из трубы откачивалась, подвеши-

---

[1] Ср. обмен мнениями по этому вопросу в „Deutsche Bauztg.“, 1923, Mitteil., стр. 7, 19, 35.

[2] „Eng. News Rec.“ от 8 февраля 1923, стр. 248; „Z. d. V. d. I.“, 1923; „Bautechnik“, 1923, стр. 441; „Zentralbl. d. Bauv.“ 1923, стр. 367, рис. 2 и 4. Рис. 173 заимствован из последнего источника.

НТБ ДИУЖТ

валась арматура и вводился бетон; продольная арматура из трех железных стержней 31 × 31 *мм* и трех стержней 28 × 28 *мм* со спиралью из круглого железа диаметром в 1 *см*.

Ящики для погружения бетона имели внизу самооткрывающееся дно, закругленное таким образом, что введенный бетон мог удобно трамбоваться. Арматура и бетон достигали 33 *м* ниже уровня воды. После этого труба срезывалась под водою на 0,75 *м* выше арматуры и устанавливался опускной колодец.

Особенное затруднение представляла забивка вертикальной трубы длиной 76 *см*; поэтому шестиметровые звенья всех труб, расположенных рядом, соединялись вместе в один ряд и забивались краном; вертикальное положение труб после водоотлива проверялось электрическими лампами, которые загорались, касаясь стенки трубы. Наибольшие отклонения от вертикали составляли у четырех труб более 25 *см*, а у одной — более 50 *см*. Следует отметить еще набивные сваи набережной Эмденского порта [1], предназначенные для замены поврежденных деревянных свай. Свая состояла из железной трубы с чугунным острием и верхней опорной плитой на шаровом шарнире под ростверк набережной.

Железные трубы свай с чугунными остриями опускались подмывом в песчаный грунт, заполнялись бетоном; опорная плита наглухо закреплялась на болтах водолазами.

6. Сваи из дерева и железобетона.

Когда верхняя часть сваи расположена выше уровня грунтовых вод, деревянные сваи наращивались иногда железобетонными. Такой способ дешевле устройства железобетонных свай и особенно уместен в грунтовой воде, вредно действующей на бетон, но соединение деревянной сваи с железобетонной всегда является слабым место конструкции, так как не может быть сделано совершенно безукоризненно. В 1902 г. при постройке судебного здания в Берлине-Веддинге [2] деревянные сваи наращивались железобетонными с соответствующей обработкой головы деревянной сваи, арматура привинчивалась к деревянной свае болтами.

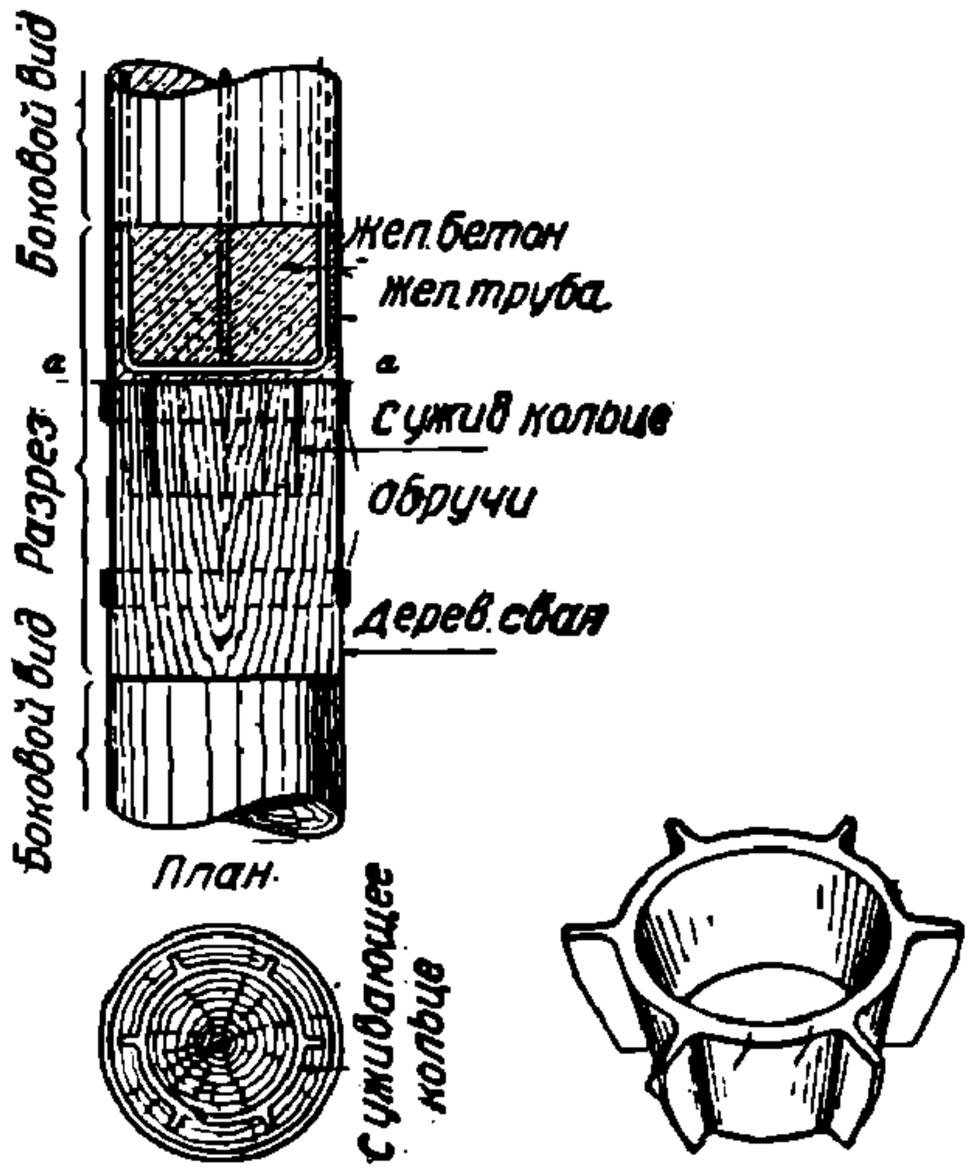


Рис. 174. Комбинированные сваи по системе Геймбаха:
a) место соединения, b) клинчатое кольцо.

Свая «Симплекс» также переходит в нижней части в деревянную сваю: она забивается в первую очередь, после чего на нее насаживают железную трубу с прочным железным поршневым стержнем, забивают таким образом сваю дальше вглубь и, вытащив стержень, заполняет трубу бетоном, а затем, загружая бетон, извле-

[1] „Zentralbl. d. Bauv.", 1915, стр. 66.
[2] „Handbuch f. Eisenbetonbau", изд. 3, т. III, Grundbau, стр. 257, Берлин 1912.

НТБ ДНУЖТ

кают самую трубу. Деревянная и железобетонная сваи соединяются между собой по оси прочным шипом; в поршневом стержне для него есть свэбодное место [1].

Более рациональное сопряжение показано на рис. 174 [2]: на забитую деревянную сваю насаживается железная или стальная труба, снабженная для усиления кольцами на нижнем конце; эта труба ударами бабы нагоняется на голову сваи. Затем посредством подбабка в торец дерева вгоняется кольцо (рис. 174, *b*), которое прижимает дерево к трубе и придает соединению водонепроницаемость. После этого свая при помощи подбабка забивается на полную глубину, в верхней части помещается железная арматура и заделывается в бетон. Для предохранения бетона голову деревянной сваи и внутренность трубы можно покрыть гудроном.

При устройстве основания под виадук в Чикаго стальные трубы забивались посредством сердечника, а затем, пользуясь сердечником в качестве подбабка, загонялись в них деревянные сваи.

На них помещались более узкие асфальтированные стальные трубы, которые надевались на 0,75 *м* на головы деревянных свай и заполнялись бетоном; после этого стальные трубы извлекались наружу.

7. Погружение свай и шпунтов.

а) Забивка.

1. Производство работ.

При забивке свай или всякого рода шпунтовых стенок рациональнее более тяжелая баба, быстро следующие друг за другом удары и не слишком большая высота ее падения; она не может быть увеличена по желанию, так как голова сваи может быть повреждена; для железобетонных свай не следует итти дальше 1,2—1,5 *м*, а при деревянных сваях — 2—3 *м*. В слабом грунте в начале бойки величину падения можно увеличить. Уменьшение высоты падения обусловливает необходимость применения для достижения одинакового эффекта более тяжелой бабы; это связано обычно с увеличением расходов. Тем не менее не следует выходить за указанные пределы, в особенности если нельзя установить, что сваи неповреждены.

Вес бабы должен быть приблизительно равен весу сваи; при деревянных сваях можно уменьшать указанный нормальный вес, а при железобетонных, наоборот, не следует применять бабы весом менее сваи, а лучше увеличивать ее вес до полуторного размера.

Удары должны по возможности быстро следовать друг за другом; при обычных паровых копрах до 30—60 в 1 мин. В сыпучих грунтах с легкоподвижными отдельными частицами, особенно в песчаном грунте, сопротивление движению сваи благодаря частым ударам уменьшается, потому что частички грунта приходят в движение под влиянием сотрясения. Чем больше сцепление грунта, тем меньше проявляется это преимущество; в этом случае приходится увеличи-

---

[1] Рис. в „Handbuch f. Eisenbetonbau“, изд. 3, т. III, Grundbau, стр. 329, 1922.

[2] „Deutsche Bztg“, 1913 Mitteil., стр. 150; „Zentralbl. d. Bauv.“, 1914, стр. 470, „Beton u. Eisen“, 1914, стр. 243; „Deutsche Bauztg.“, 1920, Mitteil., стр. 131 и 145.

[3] „Eng. News Rec“. 1925, стр. 186.

НТБ ДНУЖТ

вать вес бабы и по возможности высоту ее падения, хотя бы за счет сокращения частоты ударов. В глинистых и глеевых грунтах сопротивление бойке свай при быстро следующих друг за другом ударах увеличивается в очень значительной степени, между тем как при медленной забивке напряжение грунта успевает ослабнуть; если в таких грунтах сделать перерыв в забивке свай на несколько часов, то после перерыва сваи идут значительно легче. Поэтому забивку свай в глинистом грунте следует вести по возможности с промежутками после определенного числа ударов. В мелком плотно слежавшемся песке не помогают ни быстрая последовательность ударов ни перерывы в забивке; быстро поступает отказ и приходится прибегать к помощи подмыва [1].

При забивке в первую очередь следует обращать внимание на то, чтобы забитые сваи и шпунтовые пластины не испытывали повреждений. Повреждение головы деревянной сваи или деревянного шпунта может быть вызвано, не говоря уже о неправильной насадке бугеля, неправильным строением древесины у верхнего конца сваи; как бы то ни было, в большинстве случаев оно уже должно служить предупреждением в той же мере, как и всякое повреждение головы железобетонной сваи, которое не может быть отнесено на счет неправильного размещения железной арматуры в верхней части сваи или недостатков оголовка. Если обнаруживаются повреждения головной части свай, то можно предположить, что имеются деформации и в грунте.

Довольно верным признаком перенапряжения забиваемой сваи является упругий подскок бабы, причем свая едва подается под ударами бабы. Сопротивление грунта — «отказ» — имеет тогда столь большую величину, что дальнейшая забивка, особенно с увеличением высоты падения бабы, может привести только к разрушению сваи; если же свая после этого начинает вдруг снова опускаться, часто предполагают, что свая прошла наконец твердый грунт, между тем как в действительности она уже разрушена. Деревянные сваи и шпунтины в таких случаях расщепляются, сближаясь между собой, или раскалываются либо же конец их размочаливается. В качестве примера на рис. 175 показаны шпунтовые пластины, извлеченные из грунта при разборке набережной в Кильской бухте: стена простояла 20 лет и считалась плотной и хорошо забитой. Подобные случаи часты [2].

Бетонные сваи ломаются при деформации — выпучивании — арматуры или изгибе острия; в этом случае бетон распадается. Железные сваи, балки или шпунт обыкновенно изгибаются, причем шпунтины выходят из замка. Повреждения, как и при деревянных сваях, обычно происходят в грунте, не обнаруживаясь при забивке. На рис. 176—178 приводятся примеры повреждений. Рис. 176 изображает железную шпунтовую пластину «неклепаный Ларсен», выскочившую из замка в результате препятствий в грунте. На рис. 177 и 178 показаны двутавровые балки, распоры котлована, согнутые при забивке.

Подобные повреждения вызываются обычно препятствиями в грунте. При нормальных грунтовых условиях свая под действием

---

[1] О затруднениях при забивке свай в плывун ср. „Deutsche Bauztg.", 1884, стр. 394, 395.

[1] „Bautechnik", 1926, стр. 313.

НТБ ДНУЖТ

ударов бабы опускается постепенно все медленнее до полной остановки, так что дальнейшие удары будут вызывать только повреждения. Этот момент может наступить иногда скорее, чем это предположено, так что и в этом случае существует опасность повреждения



Рис. 175. Шпунтовые пластины, поврежденные при забивке.

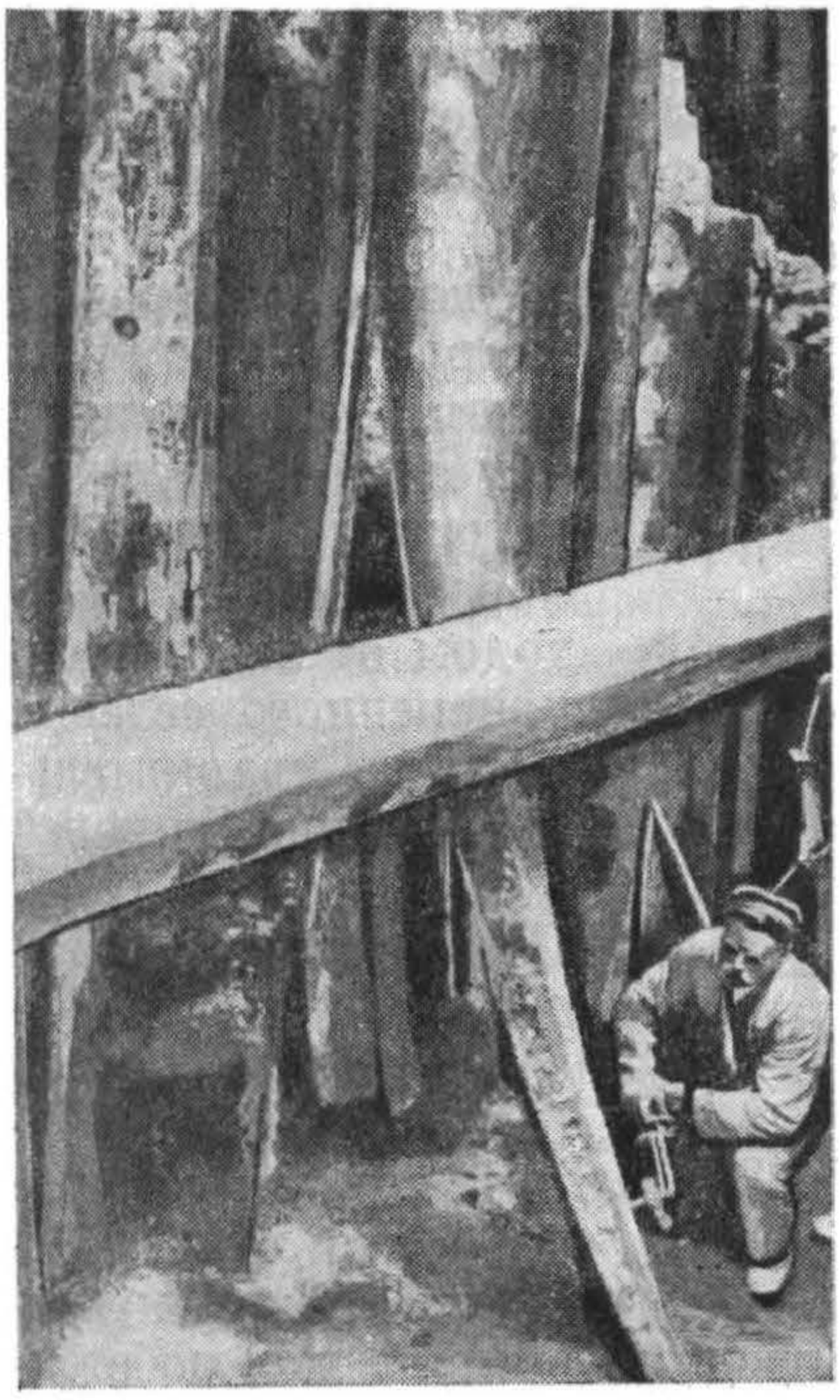


Рис. 176. Железный шпунт, вышедший из замка.

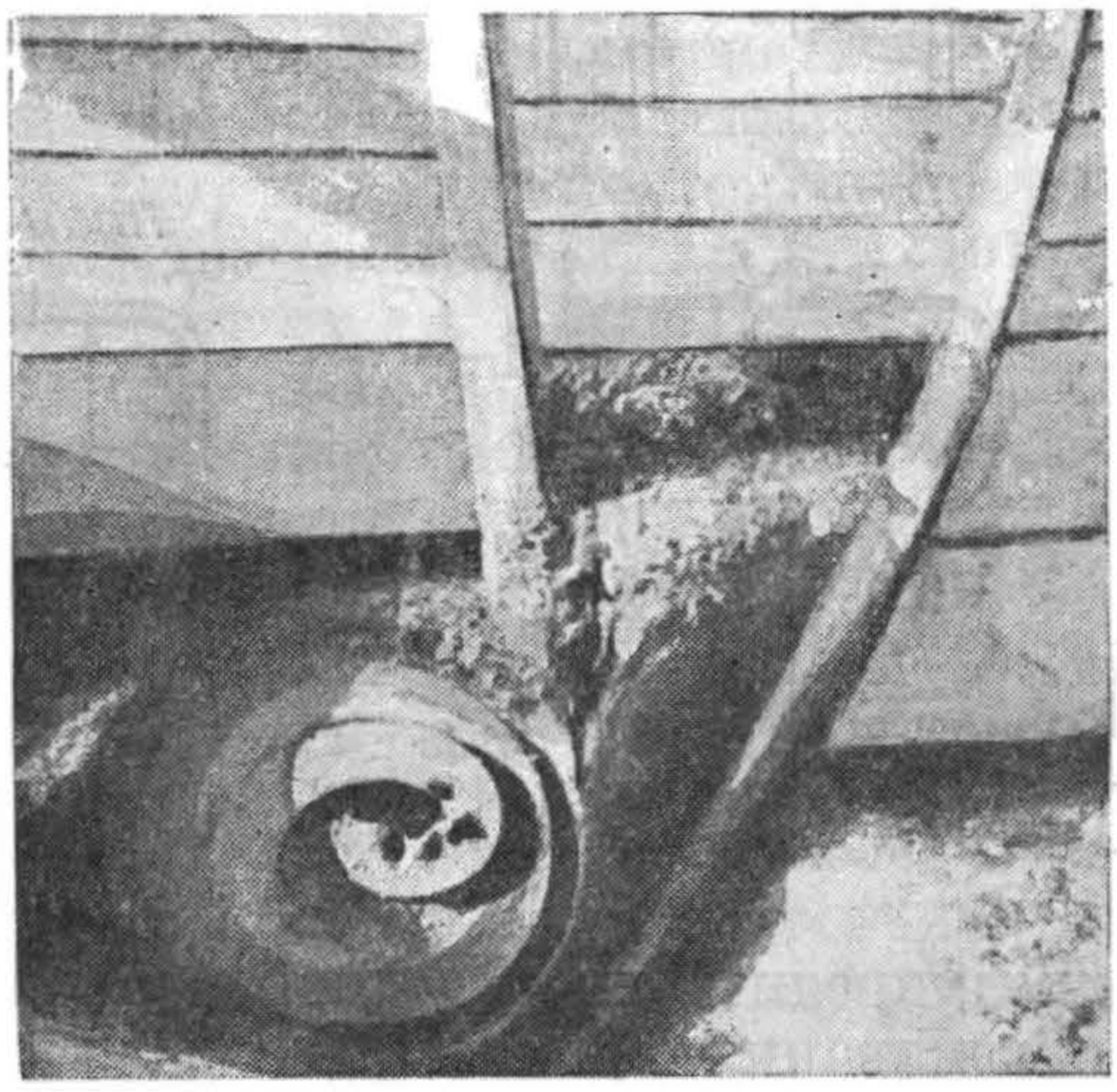


Рис. 177 и 178. Двутавровые балки шпунта, изогнутые при забивке.

свай в результате категорических требований проектной глубины забивки.

Следует соблюдать особую осторожность, когда в грунте в значительном количестве встречаются камни, валуны или старые (зачастую очень твердые) остатки дерева. Если под слабым грунтом, например под пластами болотного грунта и ила, расположена скала или гравий, то положение верхней поверхности этого прочного грунта должно быть

НТБ ДНУЖТ

тщательно определено посредством бурения, и сваи доводятся до этой поверхности с надлежащими мерами предосторожности; также опасны и пласты глины или мелкого песка с таким же характером вышележащих слоев. Чем мягче верхние напластования, тем бо́льшую опасность изгиба испытывают сваи. Поэтому там, где значительная свободная длина свай подвергается продольному изгибу, следовало бы по возможности избегать железобетонных свай, если нельзя их погрузить посредством подмыва. Во всяком случае они не могут принять наклонное положение, так как прогиб от собственного веса и влияние забивки вызывают перелом сваи даже и при особых мерах предосторожности.

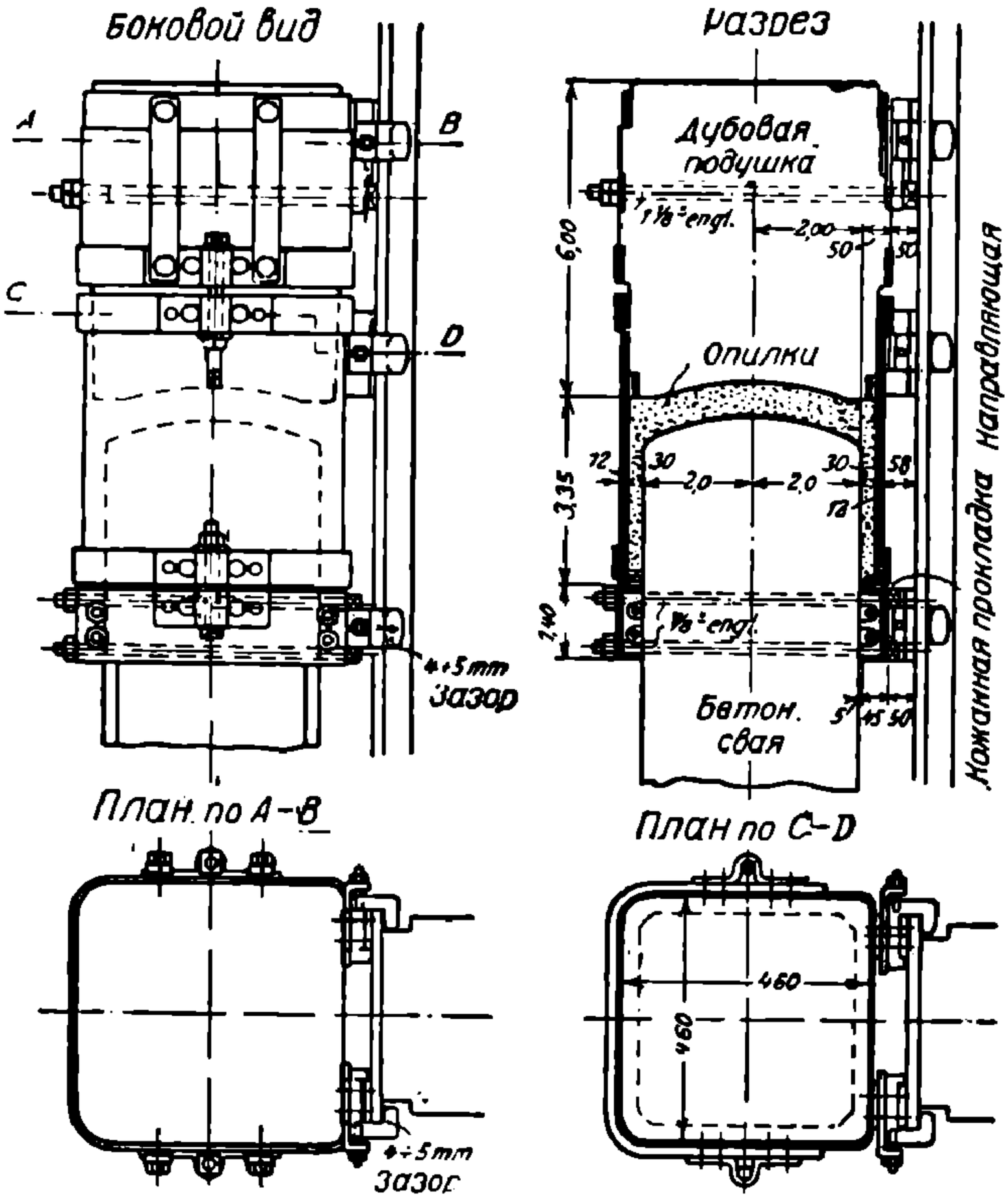


Рис. 179. Оголовок для забивки железобетонных свай.

Деревянные сваи и шпунт, во избежание размолачивания при бойке, снабжаются бугелями, а железобетонные забиваются при помощи особого оголовка, который передает удары на хрупкий бетон, не причиняя ему вреда; в случае железных свай оголовок служит переходом от небольшого поперечного сечения сваи к сравнительно большой нижней поверхности бабы. При бетонных сваях оголовок имеет своею задачей защищать бетон от повреждений, а в случае свай из железа — предупредить их деформацию в виде загиба верхних кромок и расплющивания головы. Между оголовками для забивки железобетонных свай и бабой помещают поэтому деревянные обрубки (дуб или бук), а под ними располагаются различные прокладные слои из железных плит, свинца, плотно спрессованных опилок и т. д. Пример такого устройства показан на рис. 179 [1].

Оголовок должен плотно прилегать к бетону; его прикрепляют к свае хомутами, под которые подкладывается дерево, кожа или другой соответствующий материал. Оголовок движется со сваей по направляющей копра. Для железных свай и балок и в особенности для

[1] Другие формы оголовков для забивки свай указаны в „Deutsche Bauztg.“, 1902, стр. 647 (Мебус) и 1908, Mitteil., стр. 94 (Дренкган и Зудгоп).

НТБ ДНУЖТ

железных шпунтовых пластин употребляют оголовки из литой стали соответствующей формы, в выемку которых помещается подушка твердого дерева, воспринимающая удар бабы. Стальноїї оголовок крепко прикрепляется к сваям.

Вместо деревянных подушек при забивке железного шпунта в Киле [1] с успехом применялся старый канат; он скреплялся между собой длинными гвоздями.

В Германии оголовки железных свай доставляются по особому заказу вместе со сваями. Для бетонных свай отдельные строительные фирмы применяют самые разнообразные оголовки.

Для забивки свай на большую глубину применяют дополнительные промежуточные обрезки сваи, называемые подбабком. Для деревянных свай берут большею часть дубовые бревна, снизу и сверху их прочно обвивают железом и снабжают снизу входящим в голову сваи шипом, а сверху выступом для движения по направляющей копра (рис. 180). Подбабок применяется только для отдельных свай и притом исключительно деревянных и лишь в крайнем случае, так как он значительно уменьшает эффект удара. Тем не менее забивка с помощью подбабка в большинстве случаев оказывается выгоднее, чем забивание свай излишней длины с последующей их срезкой [2].



Рис. 180. Подбабок для забивки деревянных свай

Забивка свай при помощи подбабка одинакова по своей сущности с внутренней забивкой набивных свай. В этом случае сваи забиваются посредством помещающегося внутри трубы сердечника, который загоняет вперед острие, причем труба или извлекается обратно (сваи Алексеева, Франкиньоля, Циммермана, см. стр. 189) или остается в грунте (системы Раймонда, Штерна, Аккермана, Маста, Янсена, см. стр. 191).

Потеря в работе при забивке зависит от того, насколько крепко сердечник сидит на острие сваи. Внутренняя забивка дает преимущества в тех случаях, когда сотрясения от забивки могут вредно отразиться на соседних зданиях; при забивке изнутри сваи сотрясения передаются на грунт посредством острия, они меньше чем при забивке обыкновенных свай, вызывающих колебательные движения грунта по всей своей длине [3].

Отказ свай под ударами бабы определяет ее несущую способность, поэтому следует отмечать, какой отказ дает свая после последнего «залога» [4]. Его обычно указывают для последних 10 ударов или же при быстро следующих друг за другом ударах для последней минуты, причем должно быть отмечено и число ударов. Следует аккуратно вести журнал свайной бойки, в котором отмечаются следующие данные:

1) день забивки;

2) порядковый номер свай по обмеру во время присмки;

---

[1] „Zentralbl. d. Bauv.“, 1920, стр. 207.

[2] Относящиеся сюда расчеты см. в „Zeitschr. f. Bauw.“, 1880, стр. 267.

[3] „Zentralbl. d. Bauv.“, 1923, стр. 199; Struif, Betonpfahl System Mast, стр. 15 и сл., Берлин 1913.

[4] Отказ следует определять во все время бойки, так как он характеризует не только свойства грунта, но и состояние сваи, отмечая ее повреждение.

Прим. ред.

НТБ ДПУЖТ

3) номер сваи по проекту — продольный и поперечный ряд в плане фундамента;

Таблица 23.

Средний диаметр сваи в *см*	Отказ не более в *мм*
50	7
45	11
40	16
35	24
30	35

4) полная длина;
4) средний диаметр;
6) длина забивки;
7) вес бабы;
8) высота падения;
9) отказ сваи при последних залогах.

Характеристикой величин осадки деревянной сваи под действием последнего удара бабы могут служить данные (табл. 23) Гамбургского портового строительного управления [1] (вес бабы 1,5 *т*, высота ее падения 3,5 *м*).

2. Забивка деревянного шпунта.

По длине деревянного шпунта через 3—4 *м* помещаются более толстые так называемые маячные сваи, а шпунтовые стенки забиваются между схватками, толщина которых в зависимости от толщины стенки колеблется от 12 × 18 до 20 × 24 *см*. Схватки располагаются на уровне низа направляющих копра. Если шпунтовые стенки забиваются в глубокой воде, то требуются и нижние схватки в воде, устанавливаемые водолазами.

Порядок устройства шпунтовых ограждений: на некотором протяжении ограждения устанавливаются шпунтины; с обеих сторон они плотно охватываются схватками, которые с одного конца прикрепляются к первой паре шпунтин или лучше во избежание их перекоса к забитой заподлицо со стенкой вспомогательной круглой свае, а с другого конца соединяются на болтах с деревянным вкладышом. Шпунтины забиваются последовательно сначала на глубину 2—3 *м*, а затем и на полную глубину; целесообразно соединять шпунтины попарно общим бугелем. Для предохранения гребня от поломок забивка идет постоянно пазом вперед. На уровне схваток шпунтины сжимаются в продольном направлении клином или лучше посредством домкрата. Пластины при забивке не должны заедать друг друга.

Целесообразнее производить забивку шпунта уступами с тем, чтобы разница высот соседних шпунтин не была слишком большой. Если пластины наклоняются в направлении ряда, то середину нужно забивать глубже, когда верхние швы расширяются, а внизу пластины заедают друг друга; в противном случае следует сначала глубже забивать крайние пластины.

В начале бойки рекомендуется применять более легкую бабу, а для добивки — более тяжелую. Забивка уступами требует постоянного перемещения копра и потому неэкономна; поэтому после предварительной установки шпунтин следует забить сперва по одной или две шпунтины через каждые 3—5 *м* на полную глубину, а затем и остальные; таким способом можно избежать отклонения шпунтин;

[1] „Baurundschau“ № 21 от 23/V 1912; „Beton u. Eisen“, 1917, стр. 27.

РТБ ДНУЖТ

значительные отклонения могут быть парализованы иногда только применением клинообразного шпунта.

Отверстия для болтов в шпунте заделываются деревянными нагелями. Готовая линия шпунта во избежание колебания стенки от разбухания дерева в грунтовой воде тотчас же после забивки схватывается окончательно.

3. Забивка железного шпунта.

Железный шпунт забивается легче деревянного вследствие меньшего вытеснения грунта и гладкой поверхности. Там, где не идет деревянный и железобетонный шпунт, железный может быть забит (в крупном гравии и тяжелом мергеле); железный шпунт может несколько войти даже в мягкий песчаник; легкие препятствия в грунте проходятся насквозь, однако большие камни и тяжелая галька непреодолимы и для железных пластин. Сотрясения грунта вследствие легких усилий забивки менее значительны, что имеет большое значение в устройстве шпунта вблизи зданий и т. д.

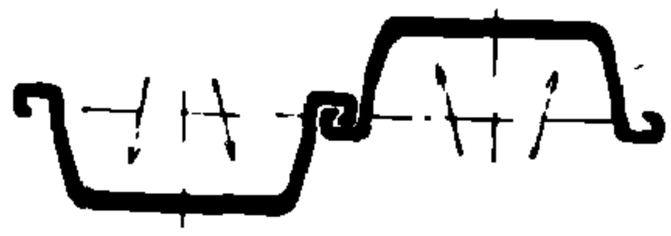


Рис. 181. Вращение железного шпунта при забивке.

При забивке железного шпунта особое неудобство представляют два обстоятельства, которые обнаруживаются и у деревянных шпунтин, а у железных вследствие большого трения их в замке проявляют себя значительнее, а именно: отклонение шпунта вдоль стенки и стремление при забивке увлечь за собой забитую соседнюю шпунтину; отклонение шпунта происходит от того, что удары бабы и сопротивление шпунта вследствие трения в замке образуют пару сил, которые отжимают шпунтину вперед по направлению забивки; кроме того и шпунтина, если она образует полную волну (это относится и к шпунтовым пластинам Ларсена, так как они забиваются всегда попарно), имеет стремление к вращению, так как грунт в вершине волны сжат значительнее (рис. 181). Если отклонение появилось, то при дальнейшей забивке оно увеличивается все более и более, потому что находящиеся в наклонном положении шпунтины вызывают в верхней части стенки растяжение, а внизу следовательно сжатие.

Такие условия требуют при забивке особенно прочных направляющих; следует устраивать для этого прочные рамные схватки с направляющим бугелем, схватывающим шпунтину, подлежащую забивке. При помощи цепей и натяжных муфт этот бугель притягивается к забитой части шпунта; натяжение не должно быть однако слишком сильным, так как в противном случае пластины вверху настолько сильно сжимаются, что их стенки деформируются и насадка шпунтовой стенки не прилегает к ним плотно. Кроме того шпунтину следует плотно и точно вертикально подводить к направляющей копра. На рис. 182 показано правильное устройство направляющих, примененных впервые при постройке Берлинской подземной железной дороги под рекой Шпрее у Вейдендамского моста; шпунт длиною в 17,5 *м* [1] забивался на полную их длину.

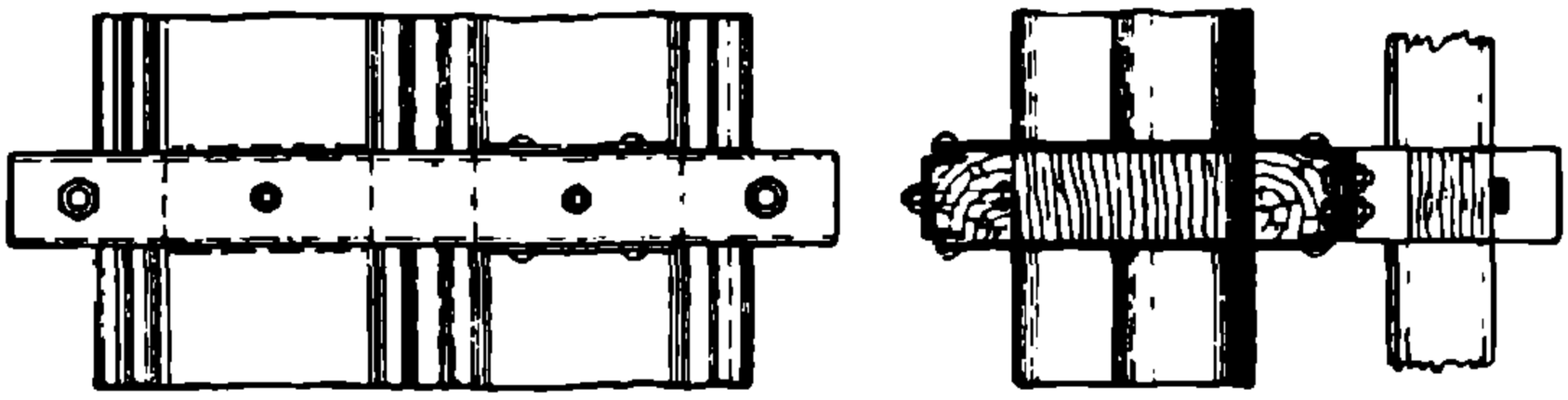
Отклонение пластин может быть уменьшено путем перенесения

---

[1] Заимствовано из прейс-куранта Ларсена.

НТБ ДНУЖТ

центра удара бабы от середины забиваемой пластины несколько к забитой ранее. В случае забивки парных шпунтин им можно придать форму клина, загоняя полосовое железо снизу в общий их замок; наконец рекомендуется скос нижнего конца (рис. 183), но в противоположном направлении по сравнению с деревянным шпунтом, у которого косое направление низа способствует надавливанию гребня в паз; в железном шпунте необходимо, чтобы забиваемая шпунтина стремилась отойти от ранее забитой не только вверху, но и внизу в грунте, причем достаточная прочность замка обеспечивает соединение. Наклон скоса зависит от длины шпунта и от условий грунта, в каждом отдельном случае наиболее благоприятная его величина опреде-



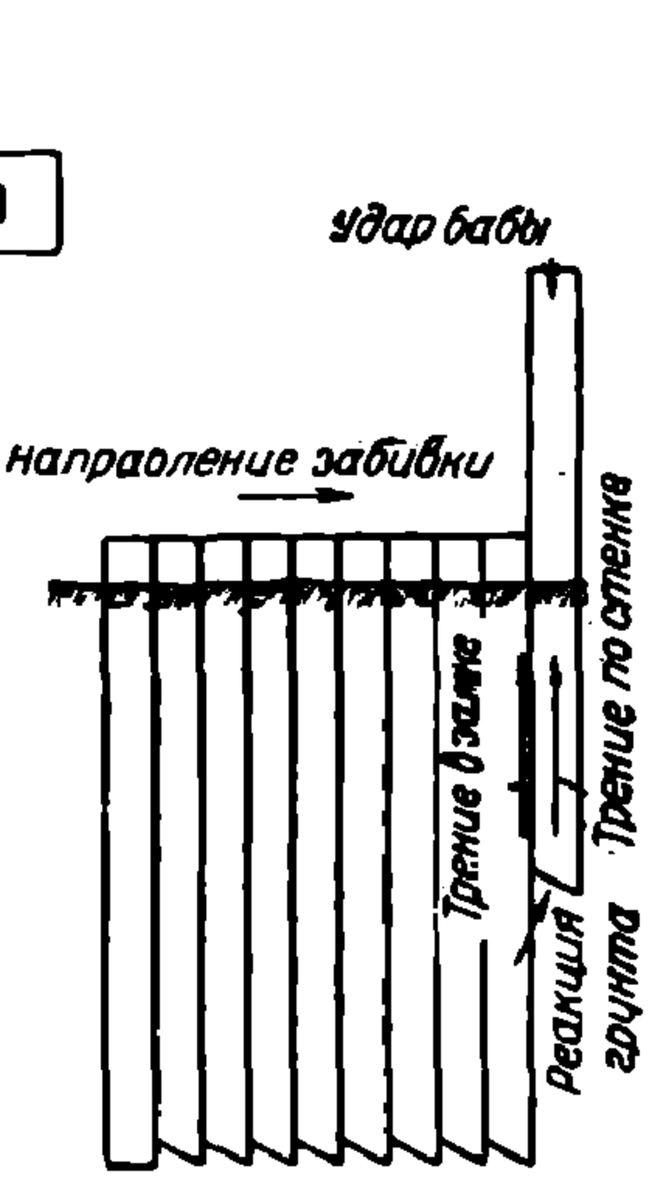


Рис. 182. Направляющие для забивки парных пластин системы Ларсена.

Рис. 183. Забивка железного шпунта.

ляется во время бойки, достаточно бываст срезать наискось только часть низа пластины.

Если, несмотря на все предупредительные мероприятия, все-таки есть отклонения, и скос внизу не помогает, необходимо применить шпунтины в виде клина. При волнообразной форме шпунта можно расплющить ударами молота низ шпунтины, несколько удлинить ее и придать некоторый уклон; при более значительном отклонении необходимы особые шпунтины в виде клина; для этого разрезывают пластину вдоль и соединяют вновь помощью накладок, придавая требуемый уклон; целесообразно прокатывать такие шпунтины на заводе, так как приготовляемые на месте работ часто коробятся при разрезке.

Забить шпунт вертикально, в особенности длинный, очень трудно и требует большого опыта. Если шпунт должен быть забит точно и без фасонных дорого стоящих шпунтин, следует вести работу по частям. В этом случае для начальной установки очередной шпунтины и ввода гребня шпунтины в обойму требуются очень высокие копры; при более значительном объеме работ выгодно применить для этой цели копры особого вида — высокие, но легкие. При добивке поступают так же, как и в случае деревянных свай.

НТБ ДНУЖТ

Явление сдвига забитой соседней шпунтины особенно наблюдается при ее отклонении, поэтому не следует его допускать сначала.

Это явление наблюдается нередко в очень длинных и сравнительно тонких пластинах; очевидно, оно вызывается сильными колебаниями шпунтины при ударе, увеличивающими трение в замке; в таких случаях приходится переходить к более прочному и жесткому шпунту. Если это не представляется возможным, колебания могут быть ослаблены заливкой пазов горячим асфальтом или песком, что конечно влечет за собою уменьшение на долгое время трения в замке, а вместе с тем — например у стенки Ларсена — и уменьшение момента сопротивления (ср. стр. 152 и сл.). Употребление смазочных средств, которые впоследствии растворяются в грунте и следовательно не вызывают длительного уменьшения трения и момента сопротивления, обыкновенно не приводит к цели. Если невозможно избежать сдвига соседней уже забитой шпунтины, то остается последнее средство — забивка шпунта по частям.

Шпунты Рансома и «Rote Erde» забиваются поодиночке, Ларсена и Лампа соединяются по две, а в системе Круппа четыре шпунтины. Угловые шпунтины забиваются с прокладкою между ними и бабой листового железа толщиной 30—40 *мм*. Спаривание железных шпунтин производится таким образом, что одна из них укрепляется неподвижно, другая же подтягивается лебедкой и скользит в замке, а в случае необходимости кроме того по неподвижным роликам или маленьким тележкам на катках (ср. также рис. 120 на стр. 159). Пазы заржавевших или бывших в употреблении шпунтин до сплачивания следует смазывать мылом, маслом, салом или другими подобными веществами; они впоследствии разлагаются в грунте, пропадают и таким образом не уменьшают навсегда трения в замке (см. предыдущий абзац).

При замке с обоймой и кулачком бойка идет всегда кулачком вперед для того, чтобы обойма не заполнялась землей и камнями, что может вызвать еще бо́льшее увеличение сопротивления в замке, и без того доставляющего много хлопот при бойке. (В деревянном шпунте для предохранения гребня в сторону забивки, наоборот, бывает обращен паз). Если имеется два кэпра, то следует начинать с двухкулачной (клепаной) шпунтины для того, чтобы кулачки шли вперед с обеих ее сторон. В случае пластин с двойной обоймой, как при «неклепаном Ларсене», обойму забитой последней шпунтины следует снизу закрывать железным шипом [1]; часто она заливается асфальтом для увеличения водонепроницаемости стенки.

Для подъема сплачивания и извлечения шпунта на верхнем конце просверливаются 40-миллиметровые отверстия; целесообразно это делать еще на заводе. Шеком [2] были произведены опыты над шпунтом различных систем во время забивки; окончательного вывода однако сделать нельзя. Судя по другим опытным результатам [3], существен-

---

[1] Патент акц. об-ва германских и люксембургских горных заводов. „Zentralbl d. Bauv.“, 1920, стр. 8.

[2] „Zentralbl. d. Bauv.“, 1913, стр. 156; 1914, стр. 489; 1915, стр. 521.

[3] Ср. между прочим относительно стенки Ларсена: „Zentralbl. d Bauv.“, 1913, стр. 333 (Schleppzugschleuses am Dortmund-Ems-Kanal); 1921, стр. 231 (Mühlheim-Ruhr); по поводу „Rote Erde“: „Zentralbl. d. Bauv.“, 1915, стр. 43 (Альтона); 1920, стр. 205 (Экернферде и Киль).

БГТУ ДНУКТ

ного различия между ними нет, и только очень выгодная в отношении устойчивости стенка Лампа, которая однако более не прокатывается, вызывает, повидимому, насколько можно судить на основании немногих произведненых с нею работ, затруднения во время забивки, так как пластины слишком легко поддаются вращению.

б) Подмыв.

Сваи и шпунт можно погружать при помощи подмыва, разрыхляя струей воды грунт у нижнего их конца и с боков; они устанавливаются при помощи копра, идут в продолжение подмыва вдоль направляющих; действие подмыва ускоряется легкими ударами бабы. Подмыв возможен во всех грунтах, которые разжижаются, разрыхляются и размываются струей воды. В песке это тем легче, чем он чище и мельче. Подмыв можно производить с успехом и в гравии при величине зерен примерно до 2 *см*; отдельные камни более значительных размеров не служат препятствием и в суглинистом песке. Мягкий, не слежавшийся грунт, особенно илистый, весьма пригоден для подмыва, а болотистый грунт и торф, наоборот, вызывают затруднения, так как волокна оказывают сопротивление размыву; неудовлетворительны результаты в глинистом и суглинистом грунтах.

Лучше всего подавать воду под напором по оси сваи. Если размывную трубу помещать с наружной стороны, то следует иметь в виду, что свая будет постоянно стремиться в направлении размыва грунта. Наилучшее решение задачи достигается двумя лежащими одна в другой трубами, из которых по внутренней к острию свае подводится напорная вода, а по внешней поднимается обратно отработанная вода с разжиженным грунтом. Внешняя труба снабжается снизу затвором на случай, если свая идет, когда вода поднимается обратно по внешней ее поверхности: две размывные трубы можно рекомендовать для очень длинных свай[1], вообще же достаточно бывает и одной. Некоторые системы железобетонных свай, погружаемых посредством подмыва, уже разобраны выше.

Для погружения свай и шпунтов размывная труба помещается снаружи; у железных шпунтин она может находиться внутри только в коробчатом сечении, а у железобетонных — при достаточной их толщине. Когда сваи не слишком длинны, можно применять размывные трубы, не скрепленные со сваей или шпунтиной. Тогда нижний конец трубы погружается все время несколько ниже острия сваи[2]. При погружении на более значительную глубину размывная труба прикрепляется скобами к свае или шпунту таким образом, чтобы можно было вытащить ее обратно по достижении требуемой глубины. Нижний конец размывной трубы должен находиться около острия сваи или несколько (до 0,5 *м*) ниже его, в зависимости от характера грунта. К каждой свае рекомендуется прикреплять по две трубы для того, чтобы погружать ее вертикально.

В деревянном шпунте размывные трубки помещаются по середине погружаемой парной шпунтины, другими словами, в месте стыка обеих

---

[1] Ср. „Bauingenieur", 1921, стр. 279.

[2] Точные данные об этом способе см. в ст. Кумера, Ueber Bauten in Neufahrwasser, „Zentralbl. d. Bauv.", 1859, стр. 366.

НТБ ДНУЖТ

шпунтин по одной с каждой стороны. У одиночной шпунтины лучше всего прикрепить трубку перед гребнем шпунтины, но для нее должно быть место в пазу шпунтины, уже находящейся в грунте (рис. 184); действие подмыва достигает при этом наибольшего эффекта, так как погружающаяся шпунтина в результате подмыва своим гребнем плотно прижимается к пазу и создает водонепроницаемость стенки, что при ином расположении размывных труб достигается не так просто. Недостатком этого способа является ослабление стенки излишней глубиною паза.

При подмыве железного шпунта также рекомендуется применение парных трубок. На рис. 185 приведено в качестве примера расположение труб для Ларсенэв-
ского шпунта № 4 длиною в 26 *м* при сооружении нового морского шлюза в Имуйдене (1925/26 г.).



Рис. 184. Подмыв деревянного шпунта.

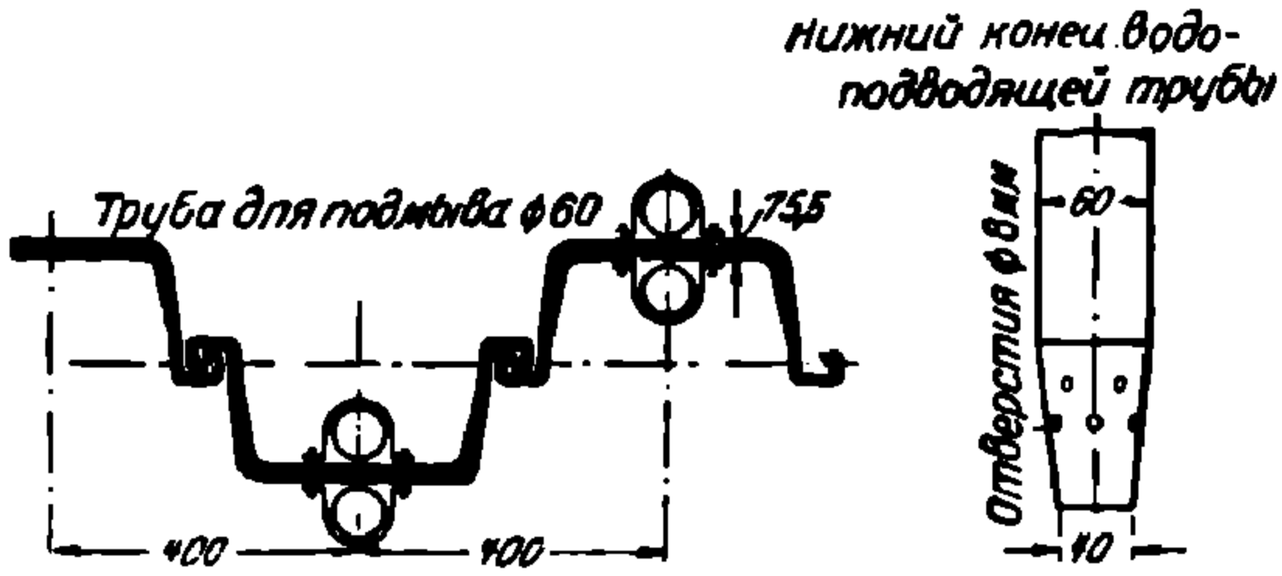


Рис. 185. Подмыв железного шпунта („неклепаный Ларсен", размер IV).

Подмыв требует избытка воды, причем большой напор необязателен. В легком грунте достаточен напор воды 1—2 *кг/см²*, при более плотно слежавшемся грунте и больших глубинах — до 10—12 *кг/см²*. Диаметр размывной трубки в зависимости от количества воды достигает от 4 до 10 *см*, нижний ее конец не следует суживать, чтобы не уменьшать количества воды. Однако можно рекомендовать насадку (рис. 185), которая немного сужена, но зато имеет боковые отверстия [1]. Для свай небольших размеров достаточно ручного насоса; можно присоединиться и к водопроводу; при более значительной глубине подмыва необходимы насосы. Паровые копры часто снабжаются насосом для подмыва; если в работе находится одновременно несколько копров, то рекомендуется общая насосная установка; при этом лучше всего применять центробежные насосы, а для более значительных давлений — многоступенчатые; манометр непосредственно перед размывной трубой даст потери давления в проводке. Рукава, подводящие воду, не должны перегибаться, т. е. должны быть армированы или обмотаны проволокой.

При употреблении поршневых насосов в нагнетательные трубопроводы включаются воздушные колпаки; рекомендуется также установка предохранительных клапанов, которые начинают действовать, когда размывная труба засорится.

Во время подмыва размывную трубу следует двигать вверх и вниз и несколько взад и вперед, а сваи вращать ломом то в одну сторону, то в другую, если они не очень тяжелы. При глубоком погружении

---

[1] Такое же устройство было применено при постройке „Длинного моста" в Потсдаме. „Zeitschr. f. Bauw.", 1889, стр. 113.

НТБ ДНУЖТ

деревянных свай их следует нагружать [1], чтобы они не поднимались водой вверх.

Требуется много опыта и уменья, чтобы точно установить сваи в желательном положении; этому способствует забивка, производимая одновременно с подмывом; в особенности это относится к деревянным шпунтовым рядам, которые могут быть установлены с достаточной гарантией водонепроницаемости лишь с помощью копра. Наклонные сваи также могут быть погружены посредством подмыва только при помощи копра. Вода, поднимающаяся кверху от нижнего конца сваи, ищет себе путь по линии наименьшего сопротивления, т. е. поднимается либо по боковой поверхности сваи либо же вертикально вверх прямо через грунт; в последнем случае трение сваи при погружении может быть преодолено посредством ударов бабы.

Если забивка идет слишком трудно или же размывная труба защемляется грунтом [2], то количество подаваемой воды должно быть увеличено. Наклонные сваи стремятся к более отлогому положению, чем при установке, во-первых, по причине напора воды снизу, а затем вследствие того, что напорная вода, поднимающаяся вверх, уменьшает сопротивление грунта на верхней стороне сваи.

Если сваи, как деревянные так и железобетонные, погружаются посредством подмыва на полную длину, то они оканчиваются не острием, а, напротив, тупым концом. В общем сваи, погружаемые подмывом, должны быть на некоторую глубину еще добиты копром с целью уплотнения разрыхленного подмывом грунта. При этом величина отказа сваи дает возможность судить о несущей ее способности. В капитальных сооружениях следует однако производить пробную нагрузку свай, погруженных посредством подмыва, так как от подмыва грунты, в особенности связные, разрыхляются, и несущая способность свай значительно уменьшается [3].

Погружение свай и шпунтов посредством подмыва имеет в сравнении с забивкой значительные преимущества. В мелком песке подмыв зачастую является единственным средством опустить сваи настолько глубоко, чтобы они стояли достаточно устойчиво, а шпунтовые стенки на такую глубину и так плотно, чтобы достигнуть желаемой водонепроницаемости [4]. Этот способ очень выгоден при благоприятных условиях: он дает экономию на рабочей силе и времени, предохраняет сваи и шпунт от поломок, позволяя таким образом применять значительно более тонкий материал; при этом способе можно уменьшить или даже вовсе избежать сотрясений, неизбежных в случае забивки копром; препятствия в грунте могут быть посредством особых раз-

---

[1] О помещении железных грузов, которые надеваются на загоняемый в голову сваи круглый железный штырь, см. „Zentralbl. d. Bauv.“, 1882, стр. 467.

[2] Ср. опытные результаты, полученные в Бремене, „Zeitschr. d. Arch.- и „Ing.-Ver. zu Hannover“, 1889, стр. 438.

[3] Ср. по этому поводу результаты сравнительных пробных загрузок железобетонных свай, опущенных исключительно с помощью подмыва, и свай, добитых копрами. Эти опыты производились при постройке павильона для рыбного рынка в Имуйдене, „De Ingenieur“, 1913, стр. 1038; „Oesterreich. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst“, 1914, стр. 417.

[4] Более подробные описания этого способа можно найти в старинной литературе, между прочим в „Zentralbl Bauv.“, 1882, стр. 467; здание суда в Брауншвейге, 1883, стр. 7; порт Кале, 1889, стр. 366; Нейфарвассер „Zeitschr. f. Bauw.“ 1889, стр. 113; „Длинный мост“ в Потсдаме, стр. 510, городской шлюз в Бромберге.

НТБ ДНУЖТ

мывных труб отодвинуты в сторону или опущены так глубоко, что перестанут мешать. Однако близость соседних сооружений ограничивает подмыв, так как разрыхление грунта представляет опасность для их устойчивости.

в) Погружение бурением и завинчиванием.

Погружение буровых труб не требует пояснений, так как буровые работы подробно разобраны в разделе об исследовании грунта (стр. 61 и сл.). Бурэвые трубы для набивных свай по сравнению с обычными трубами для исследования грунта в общем отличаются только большим диамстром.

Равным образом не представляет ничего особенного и завинчивание винтовых свай помощью колес большого диаметра с зубчатой или иной передачей [1].

8. Сопротивление свай.

а) Расчет сопротивления свай.

Несущая способность свай издавна определяется на основании результатов забивки, а именно: сопоставлением работы бабы с сопротивлением грунта и осадкой сваи. На этой основе составлен ряд формул, которые различаются между собою разнообразными соображениями относительно упругости свай и введением упрощающих предположений; строение грунта учитывается в формулах только косвенно на основиний «отказа» свай, и поэтому они могут иметь лишь ограниченное значение. Формулы сомнительны особенно потому [2], что заключение относительно постоянной и статической нагрузки на основании бойки свай совершенно недостоверно, так как свая и окружающий ее земляной массив испытывают при забивке значительные сотрясения, и условия работы сваи при этом совершенно отличаются от ее позднейшей работы под постоянной нагрузкой без сотрясений и в условиях постепенного уравновешивания напряженного состояния грунта, вызванного бойкой свай.

Расчеты сопротивления свай по этим формулам приводят к столь отличным друг от друга результатам, что можно воздержаться от рассмотрения этих формул [3]; ничего не изменяют в этом отношении и предложенные различными авторами поправочные коэфициенты прочности.

Вопрос о расчете сопротивления свай подвергся подробному ис-

---

[1] Более подробные данные см. Бреннеке, Устройство оснований, стр. 272—276, 3-е изд., 1906.

[2] Ср. по этому поводу взгляд Бубендея „Zentralbl. der Bauv", 1896, стр. 533 и 545; 1897, стр. 160 (Результаты опытов над забивкой деревянных свай). Гаген в своем руководстве по строительному искусству в гидротехнике также высказывается отрицательно о „формулах для забивки, „Handbuch der Wasserbaukunst" (3 изд., т. II, стр. 177, Берлин 1869).

[3] Более подробные данные относительно „формул для забивки" см. Krapf, Formeln und Versuche über die Tragfähigkeit eingesammter Pfähle, Fortschritte der Ingenieurwissenschaften, 2 группа, № 12, Лейпциг 1906.

ЧТВ ДНЖТ

следованию при введении в практику свай из железобетона и особенно благодаря трудам Штерна, Кафки, Циммермана и Леске [1].

Исследования Циммермана привели к ценным результатам в отношении сопротивления различных видов свай; однако до сих пор еще не найдено удовлетворительного способа определения сопротивления свай. Эта область свайных конструкций и особенно указанные новейшие исследования подробно разобраны в справочнике по железобетонному строительству Эмпергера [2].

В последнее время Дерр [3] предложил расчет несущей способности свай на основе сопротивления нижнего сечения сваи и трения грунта о боковую поверхность сваи, т. е. в основных чертах тот же расчет, который применен выше в соответствии с указаниями Крея в отношении сопротивления грунта основания (стр. 21 и сл.). При этом Дерр впадает в ошибку, противоположную допущенной при составлении упомянутых выше «формул бойки свай». Он учитывает изменения грунта, вызываемые внедрением сваи (забивкой, подмывом, завинчиванием и т. д.). Так как по его мнению внутренние напряжения грунта от забивки со временем снова уравновешиваются, то он не вводит в расчет деформации, вызванные в грунте этими напряжениями, а учитывает их только выбором соответствующих коэфициентов давления земли. Поэтому расчет по методу Дерра едва ли много правильнее, чем по «формулам бойки свай»; кроме того его результаты всецело зависят от принятой величины давления земли, действующего на нижнюю и боковые поверхности сваи, а между тем это давление по величине может измеряться от самого малого активного давления до полного значения пассивного давления земли.

Несмотря на это, путем сравнения значительного количества поверочных расчетов с данными пробных нагрузок, Дерр доказал, что его способ дает удовлетворительные на практике результаты, если пользоваться его значениями давления земли. Во всяком случае его метод расчета лучший [2] и потому он рассматривается далее.

Расчет по способу Дерра представляет большую ценность для проектирования и ориентировочных наметок, однако результаты его должны быть перед началом строительных работ поверены посредством пробных нагрузок.

Дерр считает полученное по расчету сопротивление допустимой нагрузкой; другими словами, он не вводит коэфициента безопасности. Конечные уравнения его вычислений приводятся ниже, причем в них введены следующие обозначения:

T — сопротивление сваи (допустимая нагрузка),
V — объем сваи,
l — длина сваи в грунте,
F — площадь поперечного сечения сваи,
U — периметр сваи,
St — статический момент вертикальной проекции боковой поверхности сваи относительно поверхности земли,

---

[1] Stern, Das Problem der Pfahlbelastung, Берлин 1908; Kafka, Die Theorie der Pfahlgründungen, Берлин 1912; Zimmermann, Die Rammwirkung im Erdreich, Берлин 1915; Leske, Der Betonpfahl in Theorie und Praxis, Берлин 1916. (У нас применяется формула проф. Н. Я. Герсеванова. *Прим. ред.*).

[2] 3 изд., „Grundbau", Берлин 1922.

[3] Dörr, Die Tragfähigkeit der Pfähle, Берлин 1922.

НТБ ДНУЖТ

γ — объемный вес грунта,
ρ — угол естественного откоса грунта,
μ — коэфициент трения сваи о грунт.

Если предположить, что условия грунта везде одинаковы, то для забивных свай с одинаковым по всей их длине поперечным сечением сопротивление свай может выражено следующим образом:

$$T' = \gamma \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2} \right) Fl + \frac{1}{2} \mu\gamma (1 + \operatorname{tg}^2 \rho) Ul^2; \qquad (19)$$

для цилиндрических забивных свай с диаметром d (сохраняет свою силу также и для деревянных свай [1], несмотря на их небольшой сбег книзу):

$$T' = \frac{\pi}{4} \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2} \right) d^2 l + \frac{\pi}{2} \mu\gamma (1 + \operatorname{tg}^2 \rho) dl^2. \qquad (20)$$

Для прямоугольных забивных свай сечением $a \times b$:

$$T = \gamma \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2} \right) a \cdot b \cdot l + \gamma\mu (1 + \operatorname{tg}^2 \rho) (a + b) l^2. \qquad (21)$$

Для квадратных забивных свай со стороной a:

$$T = \gamma \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2} \right) a^2 l + 2\gamma\mu (1 + \operatorname{tg}^2 \rho) al^2. \qquad (22)$$

Для забивных свай с уменьшающимся книзу поперечным сечением:

$$T' = \gamma \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2} \right) (V + \mu St) \qquad (23)$$

и для частного случая, чаще всего встречающегося на практике, при котором свая имеет форму перевернутого усеченного конуса с диаметром d_0 у поверхности земли и d_u на нижнем конце:

$$T = \frac{1}{12} \pi\gamma \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2} \right) l (d_0^2 + d_0 d_u + d_u^2 + 2\mu d_0 l + 4\mu d_u l). \qquad (24)$$

Первый член в этих уравнениях выражает сопротивление грунта боковой поверхности сваи в земле; он в точности соответствует подставленному в уравнения (1) и (3) (стр. 22 и д.) значению, определенному по методу Крея. Второй член учитывает трение между боковой поверхностью сваи и грунтом; он отличается от соответствующих значений в уравнениях (2) и (3) другим способом измерения давления земли. Если давление земли на единицу поверхности обозначить через e, то активное давление земли будет:

$$e_a = \gamma \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2} \right), \qquad (25)$$

---

[1] Лерр рекомендует рассчитывать деревянные сваи как цилиндрические, а не как конические (привед. соч., стр. 2.).

НТБ ДНУЖТ

а отпор земли (пассивное давление):

$$e_p = \gamma \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2} \right), \tag{26}$$

«естественное» давление земли (по Крею)

$$e_n = \gamma l. \tag{27}$$

В приведенном выше [в уравнениях (2) и (3)] способе расчета на боковое давление земли принято наименьшее значение давления земли. По Деррy для забивных свай, а также и набивных, у которых бетон плотно втрамбован в окружающий грунт, можно принимать в расчет более значительное давление земли, так как грунт вокруг сваи находится в уплотненном состоянии. Опираясь на геометрическую теорию давления земли Энгессера [1] Дерр рекомендует следующие значения:

а) для забивных и набивных свай с постоянным поперечным сечением (для последних в том случае, если бетон настолько втрамбован в землю, что окружающий сваю грунт обладает по меньшей мере естественным напряжением, свойственным неразрыхленному грунту):

$$e_r = \gamma l (1 + \operatorname{tg}^2 \rho); \tag{28}$$

б) для свай и опор с постоянным поперечным сечением, расположенных в рыхлом насыпном грунте, без получения добавочного напряжения грунта в результате забивки свай или трамбования бетона:

$$e_s = \gamma l \cos^2 \rho; \tag{29}$$

в) для свай с уменьшающимся книзу поперечным сечением указанный полный отпор земли — в уравнении (26).

Уравнения (19—22) действительны следовательно для свай, вокруг которых грунт сохраняет по крайне мере свое естественное напряжение; для свай и опор в рыхлом грунте величина $1 + \operatorname{tg}^2 \rho$, должна быть заменена в них величиной $\cos^2 \rho$. Для еще большей уверенности следует вместо этого вводить величину $t^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2} \right)$, причем тогда получается тот же результат, что и по уравнениям (2) и (3)

Значения ρ, γ и μ приведены уже в таблицах на стр. 22 и след. Согласно этим данным для бетонных свай должны быть приняты примерно следующие значения трения (для деревянных свай несколько менее):

$\mu = 0{,}1$	илистый и болотистый грунт,
$0{,}2$:	мокрая глина и суглинок,
$0{,}3$	мокрый песок, влажная глина и суглинок,
$0{,}4$	влажный песок и гравий с острыми ребрами, сухая глина и суглинок,
$0{,}5$ $0{,}6$ $0{,}7$	сухой песок и гравий, значения зависят от формы зерен.

[1] „Zeitschr f. Bauw.", 1880, стр. 189; „Zeitschr. f. Arch. u. Ing.-Wesen", 1903, стр. 78. „Zentralbl. d. Bauv.", 1893, стр. 306.

НТБ ДНУЖТ

В целях облегчения расчета коэфициента давления земли для различных углов откоса приведены в помещенной ниже табл. 24.

Если имеются налицо различные грунты со значениями γ_a, ρ_a, μ_a; γ_b, ρ_b, μ_b и т. д. до γ_n, ρ, μ_n при мощности пластов t_a, t_b и т. д. до t_n и одинаковых отрезках протяжений свай в длину l_a, l_b и т. д. до l_1, то для забивных свай одинакового поперечного сечения можно принять:

$$T = \gamma_a \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\rho_a}{2}\right) Fl_a + \frac{1}{2}\mu_a\gamma_a (1 + \operatorname{tg}^2\rho_a)\, Ul_a^2 +$$

$$+ \gamma_b \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\rho_b}{2}\right) Fl_b + \mu_b\gamma_b (1 + \operatorname{tg}^2\rho_b)\, U\left(l_a + \frac{1}{2} l_b\right) l_b +$$

$$+ \qquad\qquad\qquad\qquad\qquad\qquad\qquad\qquad\qquad\qquad +$$

$$+ \gamma_n \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\rho_n}{2}\right) Fl_n + \mu_n\gamma_n (1 + \operatorname{tg}^2\rho_n)\, U (l_a + l_b + \ldots +$$

$$+ l_{n-1} + \frac{1}{2} l_n)\, l_n. \qquad (30)$$

Таблица 24.

Угол откоса ρ	Коэфициенты: Наименьшее значение активного давления земли: $l_a : \gamma t = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2}\right)$	Давление земли на засыпанные сваи и опоры, а также сваи, погруженные с подмывом: $l_s : \gamma t = \cos^2\rho$	Давление земли на забивные сваи и затрамбованные в грунт набивные сваи: $l_r : \gamma t = 1 + \operatorname{tg}^2\rho$	Полный отпор земли: $l_p : \gamma t = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2}\right)$
20	0,490	0,883	1,132	2,12
25	0,406	0,822	1,217	2,47
27	0,375	0,794	1,260	2,66
29	0,347	0,765	1,308	2,88
30	0,334	0,750	1,334	3,00
35	0,271	0,671	1,490	3,78
40	0,217	0,586	1,705	4,60
45	0,172	0,500	2,000	5,82

Из уравнения (30) путем подстановки вместо F значений $\frac{\pi d^2}{4}$ $a \times b$ и a^2, а вместо U значений πd, $2(a + b)$ и $4a$ получаются соответствующие значения для цилиндрических, прямоугольных и квадратных забивных свай. Если есть сомнение, имеет ли окружающий сваю грунт напряжение, по крайней мере равное естественному, то для этих свай согласно приведенным выше указаниям должны быть приняты другие коэфициенты давления земли.

Для забивных свай с умсньшающимся книзу по-

НГБ Днуж

перечным сечением сопротивление сваи может быть выражено:

$$T' = \gamma_a \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\rho_a}{2}\right)(V_a + \mu_a St_a)$$
$$+ \gamma_b \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\rho_b}{2}\right)(V_b + \mu_b St_a)$$
$$+$$
$$+ \gamma_n \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} = \frac{\rho_n}{2}\right)(V_n + \mu_n St_n). \qquad (31)$$

Для свай, нижняя часть которых опирается непосредственно на крепкую скалу, член, выражающий в приведенных выше уравнениях сопротивление острия или низа сваи, принимает вид σF, если через σ обозначить допускаемое напряжение на сжатие для скалы или сваи. При этом член уравнения, соответствующий трению по боковым поверхностям сваи, должен быть уменьшен или совершенно опущен, если свая стоит на скале настолько прочно, что не может иметь место движение, необходимое для возникновения трения. Прочность сваи на продольный изгиб также подлежит в этом случае особому исследованию.

Равным образом подлежат расчету на продольный изгиб все сваи, которые своей значительной длиной расположены в мягком слабом грунте (ил, торф) или открыто в воде.

Все без исключения уравнения выведены в предположении, что давление земли возрастает пропорционально глубине. Для свай обычной длины (примерно до 30 *м*) это предположение возможно. В случае свай бо́льшей длины и в плотных грунтах это уже неверно, так как по всей вероятности на более значительной глубине давление земли возрастает медленнее, но так как в плотном грунте сваи такой длины встречаются очень редко, то едва ли требуется изменение этих уравнений; это можно было бы сделать с достаточной точностью, принимая меньшие коэфициенты давления земли для более глубоких пластов.

Хотя форма оконечности свай и имеет значение при их забивке (заостренные сваи опускаются под ударами бабы лучше, чем тупые), однако в отношении несущей способности это не играет почти никакой роли.

Для точности вычислений достаточно вводить в расчет длину сваи от поверхности земли приблизительно до центра тяжести острия, не считаясь с его формой.

Сопротивление сваи растяжению может быть определено таким же образом, как и несущая ее способность. В этом случае проявляется только сопротивление трения по боковой поверхности сваи, и стало быть свая при растяжении напряжена менее, чем при сжатии. Вопрос имеет значение только для призматических свай в соответствующих случаях с утолщениями или загнутыми в обратную сторону ершами; конические сваи не оказывают значительного сопротивления выдергиванию, подлежащего учету. При забивных сваях, а также хорошо утрамбованных набивных в соответствии с уравнением (19) сопротивление растяжению составляет:

$$Z_r = \frac{1}{2}\mu\gamma(1 + \operatorname{tg}^2\rho)\, U l^2. \qquad (32)$$

НТБ ДНУЖТ

Если возникает сомнение в надлежащем уплотнении грунта, окружающего сваю, то для большей уверенности в расчете следует принять *значение:*

$$Z_s = \frac{1}{2}\mu\gamma\cos^2\rho\, U l^2. \qquad (33)$$

При различных напластованиях грунта сопротивление растяжению равняется:

$$Z_r = \left[\frac{1}{2}\mu_a\gamma_a(1+\operatorname{tg}^2\rho_a)\,l_a^2 + \mu_b\gamma_b(1+\operatorname{tg}^2\rho_b)\left(l_a+\frac{1}{2}l_b\right)l_b + \ldots + \mu_n\gamma_n\right.$$

$$\left.(1+\operatorname{tg}^2\rho_n)\left(l_a+l_b+\ldots+l_{n-1}+\frac{1}{2}l_n\right)l_n\right]U. \qquad (34)$$

В необходимых случаях и здесь следует принимать меньший коэфициент давления земли.

На растяжение следует допускать меньшие усилия, чем получающиеся из уравнений (32—34). Дерр советует принимать коэфициент безопасности от 1,2 до 2,0.

При расчете свай с усилением (утолщения, ерши), работающих на растяжение, следует класть в основу наибольший периметр сваи. Растягивающее усилие забивных деревянных свай ввиду небольшого их сбега следует определять по тем же формулам с подстановкою меньших коэфициентов давления земли.

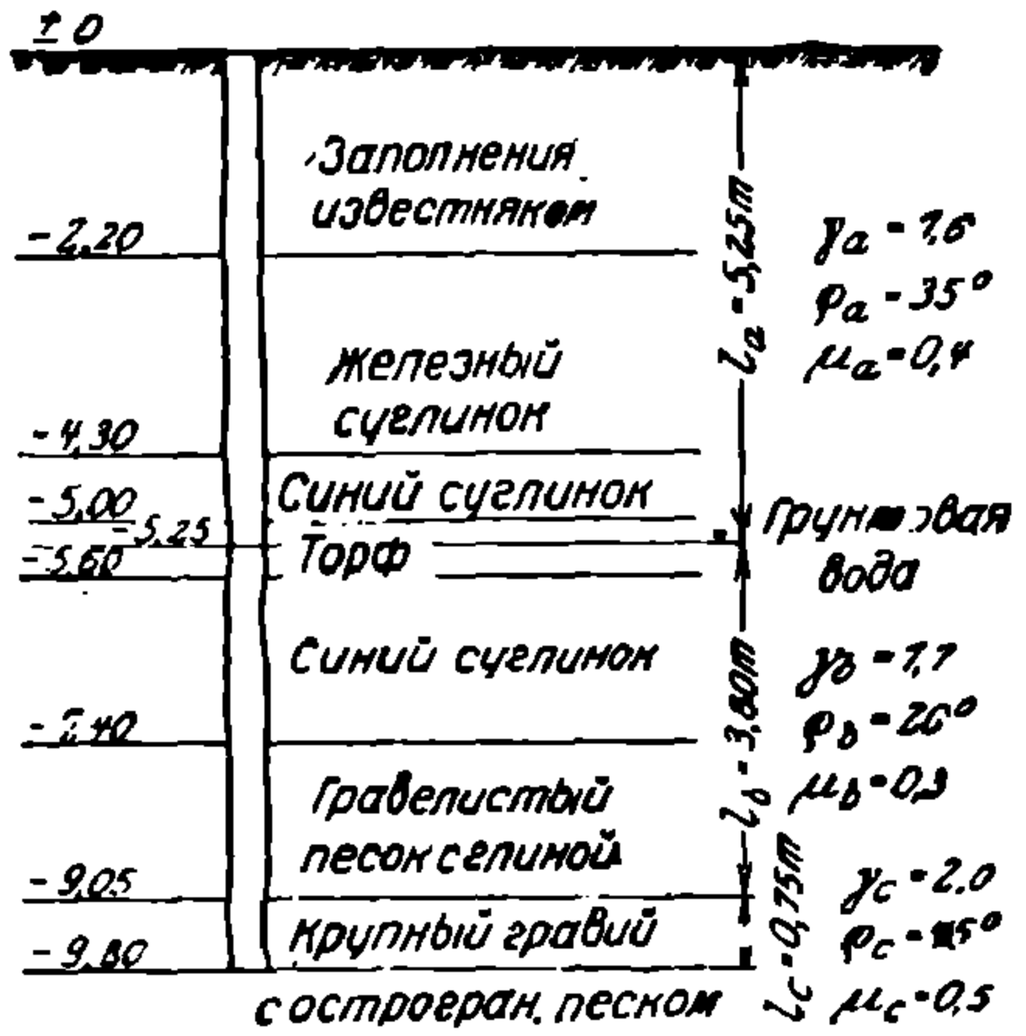


Рис. 186. Сваи Штраусса.

Пример 1. Свая Штрауса имеет в диаметре 30 *см*, $F = 0{,}0707$ *м*^{3}, $U = 0{,}942$ *м*. Условия грунта такие же, как и на рис. 186. Так как значения для γ, ρ и μ определены не непосредственно измерением, а путем согласования, то приняты средние величины для нескольких пластов. Коэфициент давления земли для различных углов откоса составляет:

	$\operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\rho}{2}\right)$	$1+\operatorname{tg}^2\rho$
Для ρ_a...	3,68	1,49
„ ρ_b...	2,12	1,13
„ ρ_c...	5,82	2,00.

По уравнению (30) допускаемая нагрузка равняется:

$$F = 0{,}0707\,(1{,}6\cdot 3{,}68\cdot 5{,}25 - 1{,}7\cdot 2{,}12\cdot 3{,}80 - 2{,}0\cdot 5{,}82\cdot 0{,}75)$$
$$+ 0{,}942\,(0{,}5\cdot 0{,}4\cdot 1{,}6\cdot 1{,}49\cdot 5{,}25^2 + 0{,}3\cdot 1{,}7\cdot 1{,}13\cdot 7{,}15\cdot 3{,}8 +$$
$$+ 0{,}5\cdot 2{,}00\cdot 9{,}13\cdot 0{,}75) = 3{,}8 + 40{,}5 = \sim 44\ m.$$

В результате пробной загрузки двух свай осадка получена 2—3 *мм*. Если для определения давления земли на боковые поверхности сваи пользоваться не коэфициентами $e_r = \gamma t\,(1+\operatorname{tg}^2\rho)$, а значениями $e_s = \gamma\, t\,\cos^2\rho$, то допускаемая

---

[1] Согласно проверенным Дерром путем расчета результатов пробной нагрузки; привед. соч., № 12, стр. 50 и сл.

НТБ ДНУЖТ

нагрузка $T = 24{,}3\ m$; при подстановке еще более низких коэфициентов активного давления земли $e_a = \gamma\, t\ \mathrm{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} \pm \frac{\rho}{2}\right)$ получаем только $T = 13{,}6\ m$. Эти числа приводятся лишь для сравнения. Если принимать в расчет значения e_r, то оценивать грунтовые условия менее благоприятно ($\rho_a = 30°$; $\rho_c = 35°$; $\mu_a = 0{,}3$; $\mu_b = 0{,}2$; $\mu_e = 0{,}4$, в остальном, как на чертеже), то допускаемая нагрузка составит $T = 29{,}2\ m$.

б) Опытные данные.

Основанные на опыте и выработанные практикой правила для оценки сопротивления свай справедливы только при совершенно определенных условиях грунта. Следует упомянуть об одном из правил, приуроченном к берлинских условиям [1]. Согласно этому правилу допустимая нагрузка на деревянную сваю толщиною около 30 *см* достигает 20—25 *т*, если отказ их от последних ударов бабы весом в 1 *т* при высоте падения в 1 *м* не превышает 1 *см*. Эти условия обычны для свай в Берлине при устройстве фундаментов гражданских сооружений; сваи входят примерно на 3 *м* прочный грунт из крепко слежавшегося мелкозернистого песка, выше которого залегают болотные и илистые пласты.

Подобное же правило Гамбурга [2] проверено в отношении деревянных свай при постройке набережных и других свайных сооружений; сваи входят на несколько метров в крепко слежавшийся средней крупности песчаный грунт, над которым лежит глей с примесью песка и без него, частью с прослойками илистого грунта. Ниже приведено сопротивление свай, которое может быть полностью использовано, если отказ свай под ударами бабы весом в 1,5 *т* при высоте падения в 3,5 *м* не превышает указанных величин:

Средний диаметр сваи	Отказ	Сопротивление
45 *см*	11 *мм*	45 *т*
40 „	16 „	40 „
35 „	24 „	35 „

Таким образом в данном случае сопротивление в тоннах равно диаметру сваи, выраженному в сантиметрах; этим практическим правилом в сходных условиях производства работ очень часто пользуются.

В общем подобные правила не могут считаться верными; в особенности это относится к очень распространенному способу расчета сваи по трению боковой поверхности без учета глубины погружения.

в) Пробная нагрузка свай.

Расчетное сопротивление сваи всегда вызывает сомнения; достоверные данные получаются только путем пробной нагрузки, поэтому она необходима для более ответственных сооружений; только в этом случае возможно полное использование действительного сопротивления сваи, при расчетном же определении или оценке по соображению из

---

[1] „Zentralbl. d. Bauv". 1907, стр. 243.

[2] По Schätzler, „Baurundschau", 1912, № 21. Ср. также Will, „Beton u. Eisen", 1917, стр. 25.

НТБ ДНУЖТ

осторожности приходится брать значения меньше допустимых в действительности.

Все результаты пробных нагрузок следовало бы доводить до всеобщего сведения со всеми данными, необходимыми для суждения о результатах опыта касательно грунтовых условий, формы, размеров и погружения свай, величины, продолжительности и изменения нагрузки и т. д. Зависимость между нагрузкой, погружением и продолжительностью загрузки рекомендуется изображать графически. Только путем анализа очень значительного количества опытов с нагрузкой можно будет достигнуть пригодных в практическом отношении результатов, чтобы при определенных грунтовых условиях сопротивление свай могло быть определено с достаточной гарантией правильности без производства новых опытов [1].

Согласно уже упомянутому выше проекту норм *DINE* 1054 Бюро нормирования германской индустрии допускаемую нагрузку свай можно принять равной $^2/_5$ «предельной нагрузки», которая достигается при увеличении пробной нагрузки такой величины, при которой свая не приходит в состояние покоя, даже если эта нагрузка проявляет свое действие в течение более или менее продолжительного времени. Кроме того согласно тому же проекту допустимая нагрузка принимается равной $^1/_2$ предела пропорциональности в тот момент, когда с увеличением нагрузки осадки увеличиваются не пропорционально, а в большей степени. Этот предел во многих случаях очень легко заметить, если откладывать графически нагрузки по оси абсцисс, а величины осадок — по оси ординат.

Действие нагрузки подлежит наблюдению достаточно долгое время, так как вследствие медленного уравновешивания напряжений в грунте часто еще в течение многих дней обнаруживаются изменения в положении свай. Такому уравновешиванию много способствуют сотрясения грунта, например от производящихся поблизости работ по забивке свай, что и следует иметь в виду при оценке результатов опыта. Осадка свай определяется относительно бесспорно неподвижных точек-реперов, расположенных вне области влияния осадки сваи и окружающего ее грунта; вертикальные отметки свай определяются нивелиром.

В качестве загрузки при пробном испытании применяются самые разнообразные материалы: свинцовые чушки, рельсы, железобетонные сваи, мешки с песком или цементом, камни, наполненные водою железные чаны, деревянные ящики с засыпкой их песком или гравием и т. д. Нагрузка передается на сваю при помощи платформы; она должна быть обеспечена от опрокидывания и отклонений; груз должен передаваться на грунт только через сваю. Для устойчивости платформы свая расчаливается канатами или же возможно длинными бревнами, не участвующими в вертикальной нагрузке платформы. Можно также под платформой устроить опоры, на которые она ложит-

---

[1] Данные о пробных нагрузках свай можно найти в указанном выше труде Дерра, а также во многих строительных журналах за время с 1904 по 1924 гг. „Zentralbl. d. Bauv.“, 1904, стр. 162; 1907, стр. 241; 1913, стр. 713; 1922, стр. 97; „Beton u. Eisen“, 1909, стр. 54; 1912, стр. 169; 1915, стр. 14; 1917, стр. 177 и сл. „Deutsche Baurtg.“, 1914, Mitteilungen № 22, „Bautechnik“, 1924, стр. 670, „Bauingenieur“, 1924, стр. 401; „De Ingenieur“, 1913, стр. 1083; „Oesterr. Wochenschr. f. d. öff. Baudienst“, 1914, стр. 417. Сверх того у Struif, Betonpfahl System Mast, стр. 35 и 48, Берлин 1913.

ДПБ ДНУЖКГ

ся в случае колебаний или неравномерности нагрузки. Пример пробной нагрузки приведен выше на рис. 16. На рис. 187 изображена платформа, спроектированная Кольбергом[1]; ее устойчивость обеспечивается горизонтальными брусьями, выпущенными вперед по двум направлениям. Неравномерное распределение нагрузки вызывает прогиб балок, который легко обнаруживается.

Хорошее приспособление для пробной нагрузки сваи применено при постройке набережных в Голландии[2]; в этой конструкции удалось избежать укладываемого груза, что всегда обходится дорого, применением рычага из железных двутавровых балэк (нормальный профиль 55 и 38). Рычаг соединялся с группой свай таким образом, что из свай, соединенных между собою при помощи общей насадки, три работали на растяжение, а одна на сжатие. Опоры на катках и плиты точно центрировали нагрузку на сваи.

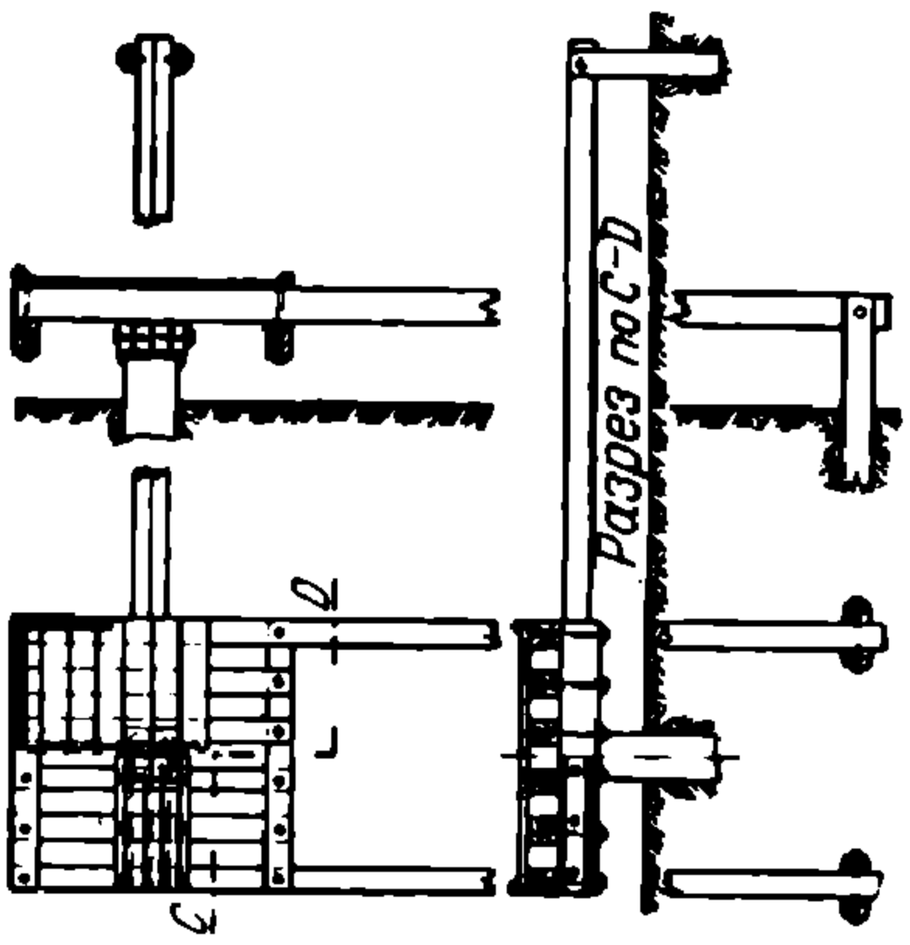


Рис. 187. Помост для нагрузки пробных свай.

На свободном конце рычага в качестве подвижного груза помещалась вагонетка с платформой, которая и загружалась требуемой нагрузкой. Это сравнительно дешевое приспособление дает возможность воспроизводить растягивающие и сжимающие усилия до 125 *т*; оно позволяет быстро вести опыт, а также чередовать нагрузку и разгрузку. В тесных местах применяются 2 рычага, соединенных последовательно между собою.

г) Пробные забивки свай.

Величины сопротивления свай на основании данных забивки, как уже разъяснено выше, сомнительны. Несмотря на это, забивка пробных свай бывает иногда целесообразна, облегчая суждение о грунтовых условиях и выясняя неоднородное строение грунта. Забивка пробных свай представляет собою ценное дополнение к исследованиям грунта помощью буровых скважин, если существуют сомнения в отношении сопротивления напластований, углов их естественного откоса и трения, а особенно тогда, когда грунтовая вода затрудняет суждение об этих вопросах по данным бурения.

На основании забивки пробных свай не следует определять сопротивления грунта; результатами забивки можно пользоваться только для лучшего уяснения строения грунта.

9. Сравнение различных конструкций.

а) Сваи.

Деревянные сваи являются самым дешевым и лучшим решением устройства фундаментов, если всей своей длиной они постоянно на-

[1] „Beton u. Eisen“, 1909, стр. 55, рис. 3.
[2] „Bauingenieur“, 1924, стр. 401.

НТБ ДНУЖТ

ходятся в воде. Долговечность их в этом случае неограничена; они нечувствительны к ударам и невосприимчивы в смысле влияния на них химических примесей в воде или грунте, вредно действующих на железные и железобетонные сваи. Деревянным сваям, открыто стоящим в морской воде, опасен древоточащий червь (шашень); деревянные части сооружения, находящиеся над водой или в пределах переменного уровня, очень быстро загнивают, и поэтому применение дерева выше уровня низких вод возможно только в сооружениях временного характера.

Долговечность бетонных свай не зависит от уровня воды. Они не терпят вреда от древоточащего червя, но страдают от вредных химических воздействий воды и грунта. Забивные сваи можно изготовить в достаточной мере нечувствительными к такого рода воздействиям; в отношении набивных свай это уже невозможно. Значение предохранительных мер, предложенных для набивных свай, сомнительно, и поэтому их не следует применять в тех случаях, когда приходится считаться с вредными для бетона химическими влияниями.

Исключение из этого правила представляют набивные сваи Аккермана, Маста и Янсена, изготовляемые в остающихся в земле закрытых оболочках. Бетонные сваи имеют однако в сравнении с деревянными то преимущество, что их можно изготовлять почти любых размеров и большего сопротивления.

Забивные железобетонные сваи должны перед забивкой твердеть в течение от шести до восьми недель если при их изготовлении применяется обыкновенный цемент, поэтому необходима большая площадь для их хранения. Срезывание свай, остановившихся при забивке, дорого и хлопотливо. Забивные сваи сравнительно легко испытывают повреждения во время доставки их со склада к месту забивки под копром. В большинстве случаев не представляется возможным обойтись при их забивке без оголовков. Получение добавочных свай вместо разбитых требует много времени и денег.

В противоположность этому при набивных сваях не требуется их срезывания и отсутствует опасность повреждения во время доставки и погружения в землю. В общем же набивные сваи обходятся дороже, чем забивные. Их преимущество заключается в том, что при выборе толщины сваи ее арматуры можно легко сообразоваться с отдельными пластами грунта, и благодаря этому применять сопротивление.

При буровых сваях сотрясение от забивки отпадает, а при сваях, погружаемых посредством внутренней забивки, оно в значительной мере уменьшается. Сверх того набивные сваи можно погружать и в тесных местах с ограниченной высотой, где установка копра невозможна, как например при подведении фундаментов. Наоборот, они уступают готовым забивным сваям в том отношении, что при их изготовлении нельзя установить такого же тщательного надзора.

Железные сваи в отношении срока своей службы почти также мало зависят от положения уровня воды, как и бетонные, но в пределах переменного уровня подвергаются конечно сильному воздействию. Они весьма распространены в устройстве причальных мостов на море, где из-за древоточащего червя и ввиду опасности загнивания не может быть речи о применении дерева.

НТБ ДНУЖТ

В последнее время они все больше и больше вытесняются железобетонными сваями; однако, повидимому, не исключена возможность широкого распространения железных свай, если удастся ввести в обиход дешевое практически нержавеющее железо. Железные винтовые сваи обладают высоким сопротивлением, но ввинчивание их дорого и отнимает много времени.

Комбинированные сваи из дерева и железобетона находят применение в тех случаях, когда верхняя часть сваи расположена выше уровня низких вод и в то же время вода и грунт содержат в себе вредные для бетона примеси. При таких условиях под водою применяется дерево, а над водою бетон. Соединение их едва ли может быть выполнено совершенно безукоризненно.

б) Шпунтовые стенки.

Все сказанное относительно свай остается в силе и для шпунтовых стенок. Применение железного шпунта получает все большее распространение[1] так как зачастую по цене он обходится не дороже деревянного, образуя во всяком случае более плотную стенку, а забивка его в обычном или плотном грунте идет быстрее и легче. Нержавеющее железо значительно расширило бы область применения железного шпунта.

В обычном грунте деревянный шпунт является наилучшим решением, если он полностью находится в воде. Однако забить и обеспечить непроницаемость 10 *м* шпунта удается только при очень благоприятных грунтовых условиях; в песке и гравии, где непроницаемость стенки особенно необходима, это не удается. Шпунты слишком сильно пружинят под ударами бабы; направляющее действие паза становится недостаточным; гребни или щековые поверхности ломаются; пластины выходят из плоскости стенки и разрушаются, причем производитель работ часто даже и не подозревает, что стенка у него не в порядке. Деревянный шпунт значительной длины можно забить плотно и на сколько-нибудь заметную глубину в трудно проходимые пласты только в том случае, если над ними расположены слои легко проходимых грунтов, обеспечивающих направление шпунта. В противном случае на водонепроницаемость стены можно рассчитывать лишь при погружении шпунта посредством подмыва. Этот способ оказывается однако возможным только в случае подходящих свойств грунта, и сверх того он не всегда допустим с точки зрения устойчивости сооружения и там, где особое значение имеет водонепроницаемость глубокого шпунта в трудно проходимом грунте, следует в общем отдавать предпочтение железному шпунту.

Не следует считаться с тем обстоятельством, что большое число шпунтовых стенок значительной глубины опущено в явно неблагоприятных условиях и в них не обнаружено каких-либо повреждений.

Неплотность шпунта часто обнаруживается не сразу, а позднее, во время разборки сооружения или выемки грунта в непосредственной его близости, или при авариях; тогда выясняется, что безукоризненно

---

[1] В условиях настоящего времени железные сваи и шпунты у нас не могут иметь широкого распространения. *Прим. ред.*

НГБ ДНУЖТ

плотные, повидимому, стенки на самом деле обнаруживают значительные отверстия, а в некоторых случаях оказываются в таком состоянии, что о какой-либо «стенке» вообще — не может быть и речи.

Железобетонный шпунт или железный в бетонной оболочке имеет бо́льшую долговечность, чем простые железные. Водонепроницаемая стенка может быть забита из них только в легкопроходимом грунте или в тех случаях, когда они могут быть погружены посредством подмыва.

НТБ
ДНУЖТ

ЧАСТЬ ЧЕТВЕРТАЯ.

КОТЛОВАНЫ.

1. Дно котлована.

Размеры дна котлобана устанавливаются в соответствии с величиной подошвы сооружения. Всякое их увеличение обусловливает повышение стоимости земляных работ и водоотлива и может поэтому иметь место только в том случае, если непосредственно рядом с сооружением должны быть установлены строительные машины (копры, подъемники и т. д.) или проложены отводящие воду трубопроводы либо пути для подвоза материалов. Для крупных сооружений (шлюзов, набережных стен) рытье котлованов следует производить по отдельным частям.

Грунт на дне котлована под подошвой фундамента сооружения должен оставаться нетронутым; он должен быть надежно предохранен от изменения своего положения и в особенности от размыва. Если нельзя избежать разрыхления его поверхности, то разрыхленный грунт необходимо снять непосредственно перед возведением фундамента. Рыхлый песчаный грунт можно уплотнить при помощи обильной поливки водой.

2. Обделка боковых поверхностей котлована.

а) Откосы.

Если имеется достаточно места, то стенки котлована роются с откосом. Уклон откоса должен по меньшей мере равняться углу естественного откоса; для песчаного грунта этот уклон составляет 1 ½, а для глины и суглинка он может быть круче (1 1 до 1 ½). Откос должен сохранять устойчивость при наличии воды. В глубоких котлованах для большей безопасности на откосах устраивают бермы шириною от 0,50 до 1,00 *м*. Если рытье котлована производится вручную, то бермы устраиваются через каждые 1,50—2,00 *м* по высоте, причем они используются для выкидки грунта. Края котлована предохраняются от повреждений укладываемыми вдоль досками.

б) Крепление.

Если устройство котлована стеснено местными условиями или если грунт на откосах недостаточно устойчив вследствие сильного притока воды, или же наконец устройство котлована с вертикальными стен-

НТБ ДИУКТ

ками представляется более выгодным в сравнении с откосами, то стенки котлована одеваются досками или пластинами, которые затем надлежащим образом распираются.

Доски укладываются горизонтально или отвесно. Горизонтальное крепление дешевле; оно применяется тогда, когда грунт обладает по крайней мере такой устойчивостью, что он может свободно выбираться на глубину ширины одной доски, прежде чем она будет подведена. В зависимости от качества грунта стенка закрывается сплошь или только местами, т. е. доски укладываются либо вплотную друг к другу либо же с промежутками. В последнем случае в нижней части котлована они лежат ближе. Горизонтальные доски удерживаются вертикальными стояками, в которые и упираются распоры. Стояки захватывают три или четыре доски и располагаются на расстоянии от 1,5 до 2,5 *м* друг от друга; в поперечном сечении размеры их около 6 × 16 *см*. Доски большей частью толщиной 4 *см*, а иногда и 6 *см*, шириной около 30 *см* и длиной 4—4,5 *м*; концы их во избежание раскалывания обвивают обручным железом, доски соединяются впритык или же заходят друг за друга на 10—20 *см*.

Вертикальное крепление применяется при очень рыхлом и в особенности при слабом водоносном грунте, который не позволяет вводить горизонтальных досок. Если глубина котлована не более 4 *м*, доске придают соответствующую ей длину. Рытье производится сначала без распоров до тех пор, пока это оказывается возможным; затем устанавливаются доски и загоняются вглубь по мере выемки грунта ударами деревянного молота или бабы. Вертикальные доски удерживаюстя в своем положении горизонтальными дощатыми поясами, которые располагаются на расстояниях от 1,5 до 2,0 *м* друг от друга против распорок; толщина досок от 4 до 6 *см*; концы обиты по торцам обручным железом.

Горизонтальные пояса устраиваются из досок толщиною от 6 до 10 *см* или из брусьев небольшого сечения.

Если котлован имеет глубину более 4 *м*, то необходим еще один или несколько рядов досок. Таким образом приходят к креплению, применяемому в шахтах при горных и тоннельных работах; во избежание сужения котлована доски загоняются с наклоном в наружную сторону.

Если сначала в котловане было поставлено горизонтальное крепление и при дальнейшем рытье окажется необходимым перейти к вертикальному, то это может быть сделано без всяких затруднений.

Для распорок применяется круглый лес и реже брусья. Толщина их зависит от ширины и глубины котлована. Для возможно меньшего стеснения рабочего пространства распоры следует устанавливать на одной высоте и в одних вертикальных плоскостях; их упирают с расклинкой в стояки и поясные доски, а на концах их снимается фаска. Для предохранения дерева от размочаливания вместо расклинки на распоры надевают железные натяжные головки винтовой нарезки. Железные распоры с натяжной винтовой нарезкой оказались удобными при канализационных работах, винтовую нарезку распор целесообразно помещать внутри труб. Распоры из mannesmanновских труб применялись примерно до 9 *м* длины при постройке Берлинской подземной железной дороги.

НТБ ДНУЖТ

Горизонтальные доски, заложенные за двутавровые железные балки [1], в большом масштабе применялись для крепления при постройке подземных железных дорог в Берлине и Гамбурге. Эта конструкция получила теперь повсеместное распространение и ее следует рекомендовать в тех случаях, где особенное значение имеет устройство котлована без распорок; указанный способ был вызван желанием избежать некоторых неудобств, связанных с забивкою шпунта, — шума, сотрясений, неплотностей или по крайней мере уменьшить их, а с другой стороны необходимостью освободить котлован от обычных многочисленных распорок. Выемка грунта с откосами производилась до уровня грунтовых вод, а после этого забивались при помощи копра на расстояниях в 1,5 *м* друг от друга двутавровые балки (нормальный профиль 24); далее понижался уровень грунтовых вод и подводились по мере углубления котлована горизонтальные доски (рис. 188). Доски прижимались к земле посредством деревянных клиньев, которые загонялись между полками

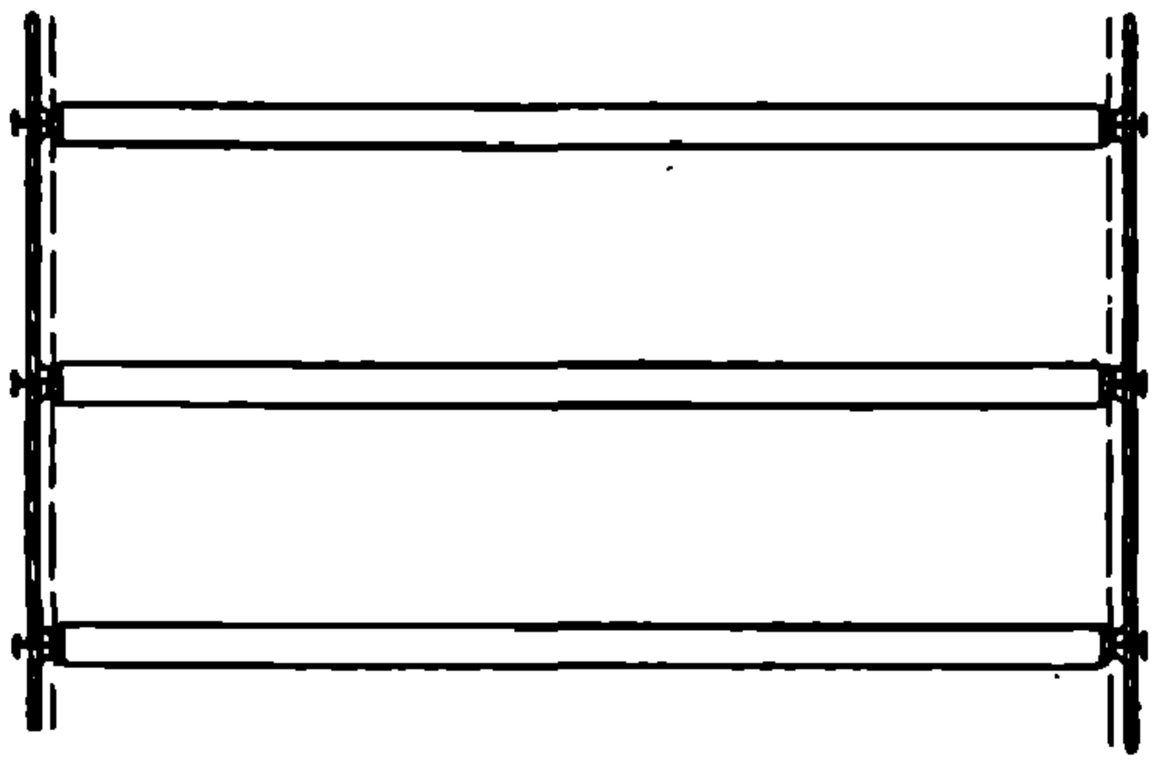


Рис. 188. Крепление котлованов для подземной жел. дор. в Берлине.



Рис. 188*а*. Деталь.

балок и концами досок и затем пришивались к последним гвоздями. В настоящее время применяют большею частью двутавры (нормальный профиль 30) на расстояниях в 2 *м*.

Для котлованов подземных железных дорог обычно оказывалось достаточным одной распорки на уровне местовой у верхнего конца железных двутавров, которые в этом случае должны быть забиты на достаточную глубину; в берлинском песчаном грунте при глубине котлована в 6 *м* достаточно было забивать балки на 1,5 *м* ниже подошвы котлована, между тем как в более тяжелом гамбургском грунте можно было ограничиться и меньшей глубиной. При более значительных глубинах или более тяжелых нагрузках на грунт позади кре-

[1] „Deutsche Bauztg.", 1914, стр. 346 и 354; „Bauingenieur", 1922, стр. 362; „Bautechnik", 1924, стр. 408.

РГБ ДНУКТ

пления является необходимость в промежуточных распорках. Постановку распорок на уровне подошвы котлована нельзя рекомендовать, так как выгоднее сразу же начинать с заложения фундамента, чем тратить время на устройства этих распорок.

Там, где при более значительных работах по устройству котлована распорок не может быть, балки притягиваются анкерами назад. При постройке подземного железнодорожного вокзала Belle Alliance Platz в Берлине анкера закладывались из котлована в скважинах, сделанных электрическим бурением. В берлинском песчаном грунте анкеры не всегда оправдывали свое назначение, так как в мостовой и зданиях появлялись трещины. В твердом суглинистом грунте указанный прием можно применять без всяких опасений.

Если бетонирование производится вплотную к одежде стенок котлована, то балки не могут быть вытащены обратно. Чтобы сделать это возможным и в таком случае, полку балки, расположенную открыто в стенке котлована, закрывают листовым железом, которое прибивается гвоздями с обеих сторон к распорным доскам. Во многих случаях применяется также способ, состоящий в том, что доски согласно рис. 189 всецело располагаются с внутренней стороны балки и укрепляются загнутыми в виде крючьев болтами. Такой способ оказался нецелесообразным на практике; несмотря на преимущество непрерывного расположения досок, одежда котлована в этом случае менее непроницаема; нецелесообразность этого способа заключается в трудностях работы и большей стоимости, кроме того увеличивается и длина распорок.

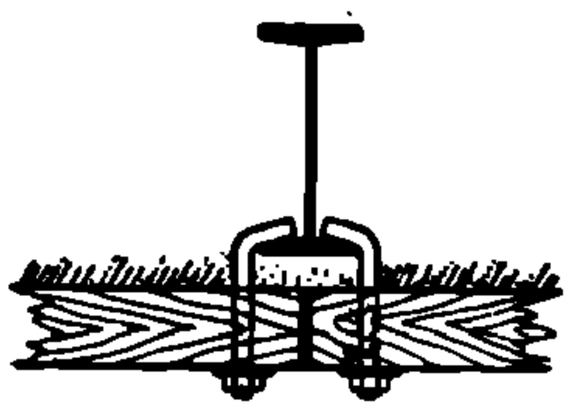


Рис. 189. Крепление котлована, не рекомендуемое прикрепление досок.

По способу Ремермана[1] в Бремене доски прикрепляются к балкам посредством скоб, загнутых в виде крючьев и имеющих форму нижниц; балки расклиниваются коротгкими кусками корытного железа.

Железные двутавры на берлинских постройках извлекаются обратно при помощи специального электрического прибора Сименса, а обратное вытаскивание деревянных досок на работах подземной железной дороги оказалось невыгодным.

Равным образом не увенчались до сего времени успехом и попытки заменить деревянные доски бетоном, на который можно бы непосредственно накладывать изоляцию самого тоннеля. Образующиеся от извлечения двутавров пустоты заполняются в Берлине песком с обильной поливкой его водой; вредных осадок при этом обнаружено не было.

Во избежание шума и сотрясения при бойке, а также стеснения уличного движения вместо двутавровых балок в Берлине ввинчивались в землю частично с подмывом железные трубы[2]. К ним совершенно, так же как и к двутавровым балкам, доски прикрепляются посредством хомутов или же горизонтально при помощи просунутых

---

[1] „Tiefbau“, 1914, стр. 13.

[2] Патенты акц. об-ва Siemens u. Halske, см. „Deutsche Bauztg.“, 1914, стр. 358 и сл.

НТБ ДНУЖТ

сквозь трубу железных стержней [1], в которые посредством клиньев и упираются доски.

Железные стержни имеют шарнир, который дает возможность втягивать их внутрь трубы и благодаря этому извлекать трубу. Можно также вводить в трубу двуавровую балку [2] (рис. 190), которая под подошвой котлована полностью заделывается в бетон, а выше подошвы окружается последним настолько, чтобы обращенная в сторону котлована полка и часть вертикальной стенки оставались свободными для двигания и расклинивания досок. Труба по мере бетонирования поднимается вверх, балка же не может быть вытащена обратно.



Рис. 190. Крепление котлована, укрепление досок.

в) Деревянные стенки из волнистого железа.

В грунтовой воде при разности уровней от 1 до 1,5 *м* применяют стенки, забитые вразбежку (рис. 191). Они состоят из отдельных досок, которые устанавливаются так же, как и доски вертикального крепления, с тою только разницей, что располагаются в два ряда, причем каждый ряд перекрывает вертикальные щели другого. Если при этом желательно производить забивку обоих рядов одновременно, то на нижнем их конце (по рис. 192, *a*) делается односторонее заострение; если же они забиваются один после другого, то у первого ряда длеается двухсторонее, а у второго одностэронее заострение (рис. 192, *b*); благодаря этому получается более плотное перекрытие; для второго ряда во многих случаях употребляются горбыли.

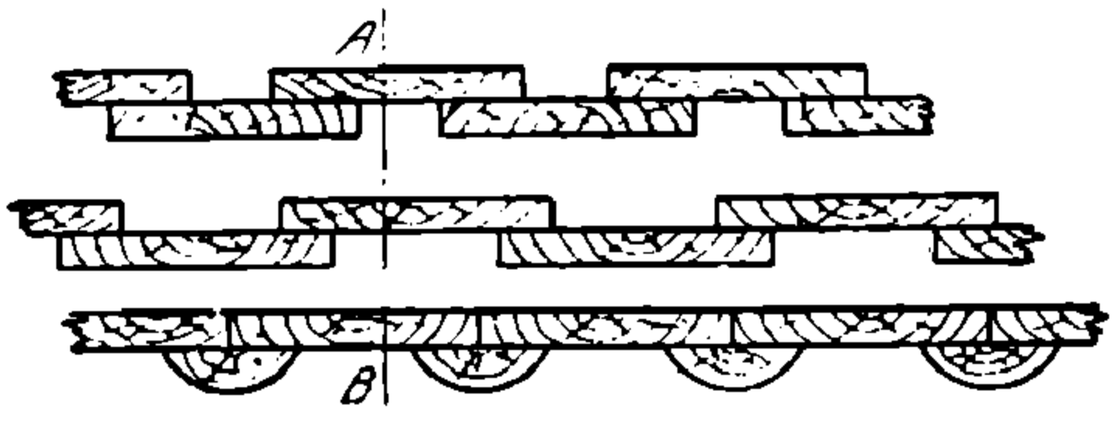


Рис. 191. Устройство стенок вразбежку.

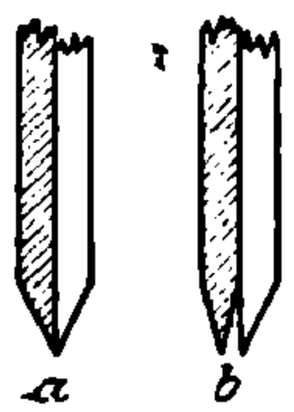


Рис. 192. Заострение стенок вразбежку (разрез A—B на рис. 191)
a) при одновременной забивке каждого ряда досок,
b) при отдельной забивке каждого ряда досок.

В грунте, свобэдном от камня, одежда котлованов иногда устраивается из волнистого железа, которое легко поддается забивке и обратной выемке, а пээтому допускает многократное использование (более трех раз). Стенки устанавливаются на место в виде щитов и сравнительно плотно. Забивка производится с перекрытием стыков, но лучшей непроницаемости можно достигнуть применением дымотарных труб, снабженных продольной прорезью (рис. 193), в которую входят загнутые в обратную сторону края щитов [3]. Для большей проч-

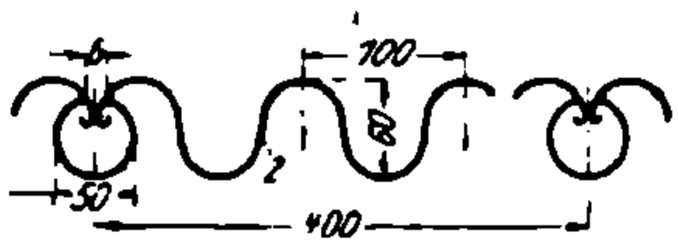


Рис. 193. Стенка из волнистого железа.

[1] „Zentralbl. d. Bauv.“, 1917, стр. 115.
[2] „Zentralbl. d. Bauv.“, 1916, стр. 540.
[3] „Zentralbl. d. Bauv.“, 1889, стр. 391.

НТБ ДНУЖТ

ности к трубам приваривается снизу железные кольца. В процессе забивки на верхнюю часть щита накладывается подходящее швеллерное железо.

г) Шпунтовые стенки.

Если разность уровней воды составляет более 1—1,5 *м*, то прибегают к шпунтовым стенкам. Их применяют всегда, если они остаются в качестве составных частей сооружения. Все существенные моменты, касающиеся шпунтовых стенок, содержатся в 3-й части этой книги, и здесь остается высказать лишь некоторые соображения по поводу их применения для крепления котлованов.

1. Постановка распор.

Распоры между расположенными друг против друга шпунтовыми стенками упираются в пояса, устройство которых описано уже выше.

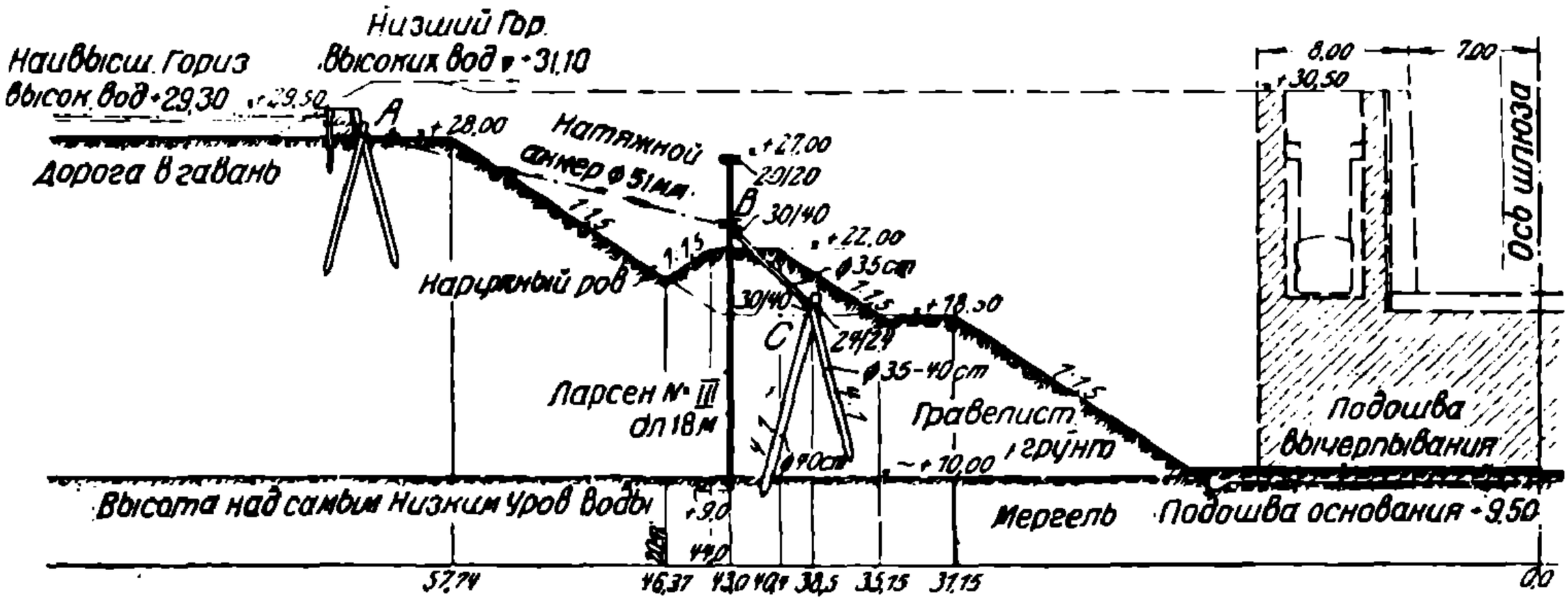


Рис. 194. Шпунтовая стенка для ограждения котлована при постройке Рурского шлюза в Дуисбурге Рурорте.

Пояс всегда устраивают у верхнего конца, а при более значительной высоте стенки требуются и промежуточные пояса. Распирание производится таким же образом, как и в случае обычного крепления стенок котлованов.

Если котлован имеет настолько большие размеры, что его стенки нельзя распереть посредством упора в противоположную сторону, то их либо притягивают анкерами назад, либо же упирают сначала посредством подкосов в подошву котлована, а затем, по мере возведения фундамента, в его кладку. Во многих случаях рекомендуется располагать шпунтовые стенки на таком расстоянии от сооружения, чтобы устройство распор могло быть сделано независимо от последнего. Часто шпунт предназначен не только для замены собою всецело или отчасти откосов котлована, а и для облегчения водоотлива. В этих случаях шпунт располагают на откосе или же совершенно вне котлована; тогда он работает только на одностороннее давление воды. Пример подобного расположения представлен на рис. 194, изображающем обделку посредством шпунтовой стенки котлована Рурского

НТБ ДИИЖТ

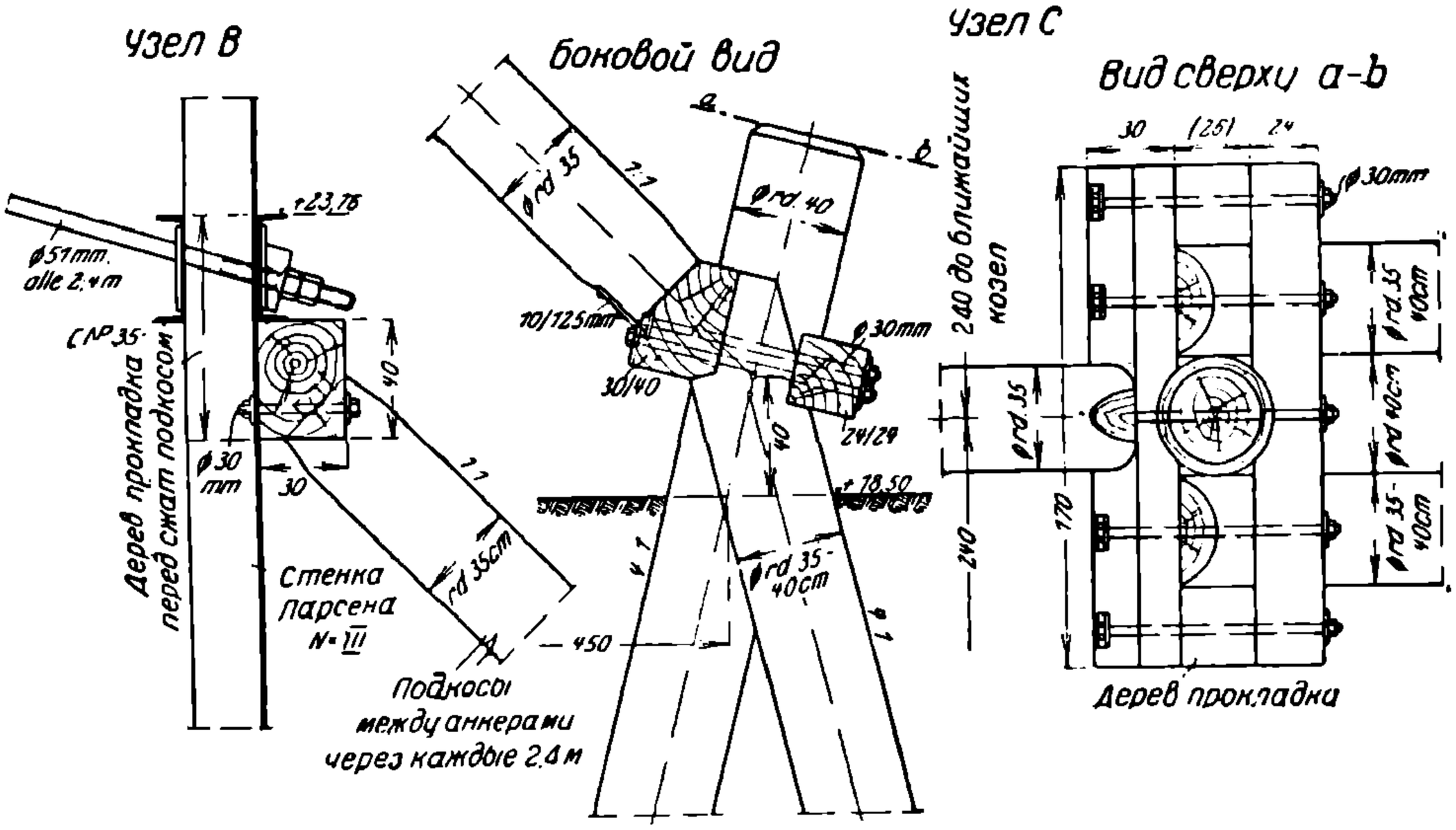


Рис. 194a.

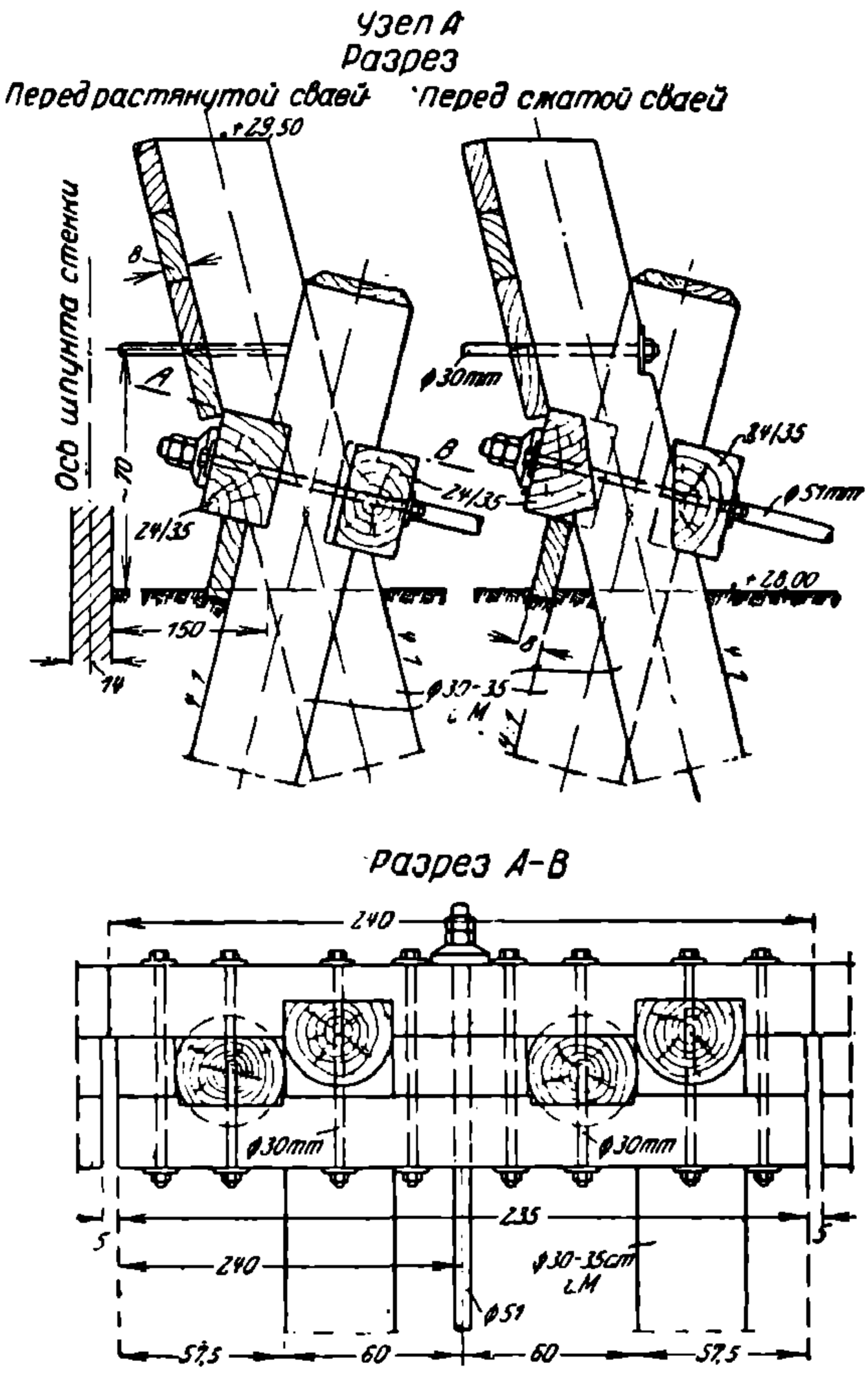


Рис. 194b.

шлюза в Дуисбурге — Руропорте[1] — второго устья канала Рейн — Херне. Шлюз построен в 1922 — 1926 гг. На месте постройки наносный речной гравий повсюду лежит над слоем твердого мергеля, на котором и основано сооружение. Котлован шлюза был со всех сторон огражден от высоких вод реки Рур и гавани, но водоотлив встречал затруднения вследствие водопроницаемости грунта основания. Поэтому кругом по откосу был забит железный шпунт, который по обеим продольным сторонам шлюза соединялся с примыкающими к последнему направляющими стенками шлюзовых подходов, в самых въездах

[1] План расположения в „Bauingenieur", 1926, стр. 105, и „Bautechnik", 1926, стр. 574. Чертежи стенки предоставлены в распоряжение автора Управлением канала в Дуисбурге.

НТБ ДИИЖТ

он впоследствии был разобран, на остальном же пространстве оставался стоять для противодействия течению в поперечном направлении. Шпунт выходит в мергель примерно на глубину 1 *м*. Внутри ящика, образованного шпунтовой стенкой, уровень воды был понижен до мергеля. Таким образом стенки подвергались снаружи действию давления грунтовой воды, которая, проходя свободно над откосом во время высокого стояния внешних вод, поднималась до верхнего края стенки. Шпунтовые пластины имеют в длину 18 *м*; поверху они охватываются деревянными парными схватками, а на 3,40 *м* глубже скреплены железным поясом, который со стороны котлована оперт на свайные козлы, а с противоположной стороны прикреплен к подобным же козлам посредством анкеров. Каждые распорные козлы состоят из одной сваи, работающей на растяжение, и двух на сжатие, а козлы для анкеров — из двух штук тех и других. Козлы помещены на расстояниях в 2,40 *м* друг от друга; сжатые и растянутые козлы (распорки и анкера) расположены в шахматном порядке.

2. Извлечение шпунтовых стенок из грунта.

Когда шпунтовые стенки не остаются в земле составной частью сооружения, они могут быть извлечены обратно, если разрыхление грунта не грозит опасностью для сооружения. Деревянные шпунтовые стенки, которые непосредственно ограничивают массивный фундамент сооружения, ни в коем случае не должны быть извлекаемы обратно. Расположенный под подошвой сооружения грунт устремился бы в образовавшееся от этого пустое пространство, что повело бы к недопустимым осадкам сооружения. При железном шпунте образующиеся пустоты имеют меньший объем, однако вызываемое выдергиванием стенки разрыхление грунта вблизи и под подошвой сооружения в такой мере внушает опасения, что извлечение железного шпунта около массивных сооружений возможно только тогда, когда неравномерные осадки могут быть для них допущены. Такой случай едва ли вообще может когда-либо представиться. Однако и тут предполагается, что стенка никак не служила опалубкой для бетона, и следует, наоборот, принять меры к этому, чтобы между нею и сооружением не возникало сколько-нибудь заметного трения.

Чем дальше стенка находится от сооружения, тем легче она может быть извлечена без ущерба для него. Стенки, ограничивающие сооружение, которое основано на свайном ростверке, могут выдергиваться при условии, если сваи забиты настолько глубже стенок, что их сопротивление не слишком страдает от разрыхления грунта. В этом случае менее значительное вытеснение грунта железным шпунтом составляет его преимущество. Вытаскивания шпунтовых железобетонных стенок на практике не встречается, так как они входят в состав остающейся в грунте части сооружения. Для повторного потребления они слишком тяжелы и слишком чувствительны к сотрясениям.

Здесь следует еще раз указать в общем на те опасности, которые представляет извлечение подмостей, свай и шпунтовых рядов, опущенных ниже подошвы сооружения. Сваи и стенки, входящие в состав сооружения, слишком часто к сожалению удаляются попросту по той только причине, что они не показаны в проекте; при этом не обращают внимания на то, что это сопряжено с опасностью для со-

ГПБ ДНУЖТ

оружения. Аварии на постройках сравнительно часто имеют место от того, что из грунта удалены вспомогательные подмости или ограждения, расположенные в непосредственной близости от фундамента набережной или мостовых опор. Если только может возникнуть опасность такого повреждения для сооружения, сваи, равно как шпунт, должны быть срезаны выше его подошвы. Однако, когда последняя расположена выше уровня грунтовых вод, деревянные сваи и стенки могут представлять опасность для сооружения и в том случае, если они остаются на месте, так как с течением времени они сгнивают. Поэтому и следует удалять их с заполнением образующихся пустот; если же такое удаление не представляется возможным без опасности для сооружения, их не следует применять.

3. Водонепроницаемость шпунтовых стенок.

Значительные неплотности закрываются клиновидными вкладышами в необходимых случаях при содействии водолаза; места соединения законопачиваются паклей или забиваются каким-либо подобным способом, а все поврежденное место закрывается часто сверх того парусиной. Неплотности в швах стенки мотут быть также проконопачены водолазом. В открытой воде заделка мелких отверстий производится снаружи. С этой целью с началом водоотлива мелкий изоляционный материал помещается перед зазорами стенки таким образом, чтобы он втягивался течением внутрь, осаждался, разбухал и закрывал отверстия; таким материалом служит мелкая просеянная котельная зола, опилки, дубильное корье, смолистые сосновые иглы или смесь из опилок либо других растительных волокон (например мелконарезанного сена) с глиной, песком и негашеной известью. Если изолирующие вещества имеют меньший удельный вес, нежели вода, то их помещают перед зазорами в деревянных ящиках на шестах [1].

У железных шпунтовых стенок значительные неплотности труднее поддаются заполнению, чем у деревянных, но зато они встречаются реже. Наоборот, железные шпунтовые стенки, поскольку не имеет места выход из замка, всегда более плотны, чем деревянные. При помощи мелкой котельной золы можно достигнуть полной непроницаемости; загонка в замки узких деревянных планок облегчает изоляцию [2].

Указанные выше изоляционные средства сохраняют свое действие только до тех пор, пока стенка неподвижна. Сотрясения от забивки, прибоя волн, морского волнения и т. д. тотчас же открывают неплотности, которые должны в этом случае закрываться повторным введением изолирующих средств. Постоянное наблюдение за изолированными таким способом стенками является необходимостью. Для уменьшения сотрясений стенкам следует придавать достаточную жесткость.

Если изоляция указанным способом не удается, то крайним средством остается изоляция посредством просмоленной парусины. У открыто стоящих в воде стенок проще всего накладывать парусину на стенку снаружи со стороны воды. Парусина сшивается из отдельных

---

[1] „Deutsche Bauztg.", 1896, стр. 552.
[2] См. „Bautechnik", 1926, стр. 303.

НТБ ДНУЖТ

полотнищ с закроем у швов в куски возможно больших размеров и с обеих сторон покрывается горячей смолой (иногда прибавляют еще одну часть по весу скипидара). Длина парусины должна быть такова, чтобы ее хватало от верха до дна водоема и чтобы она покрывала возможно широкой полосой самое дно. На этой полосе помещают мешки с песком так, чтобы парусина плотно прижималась к стенке и дну водоема. Такое устройство дает однако результаты только тогда, когда вода не может пройти к шпунтовой стенке через дно.

Если уверенности в этом не имеется, то парусину следует помещать с внутренней стороны стенки.

Такой способ находит себе часто применение при подводном бетонировании между двумя деревянными шпунтовыми стенками. От-

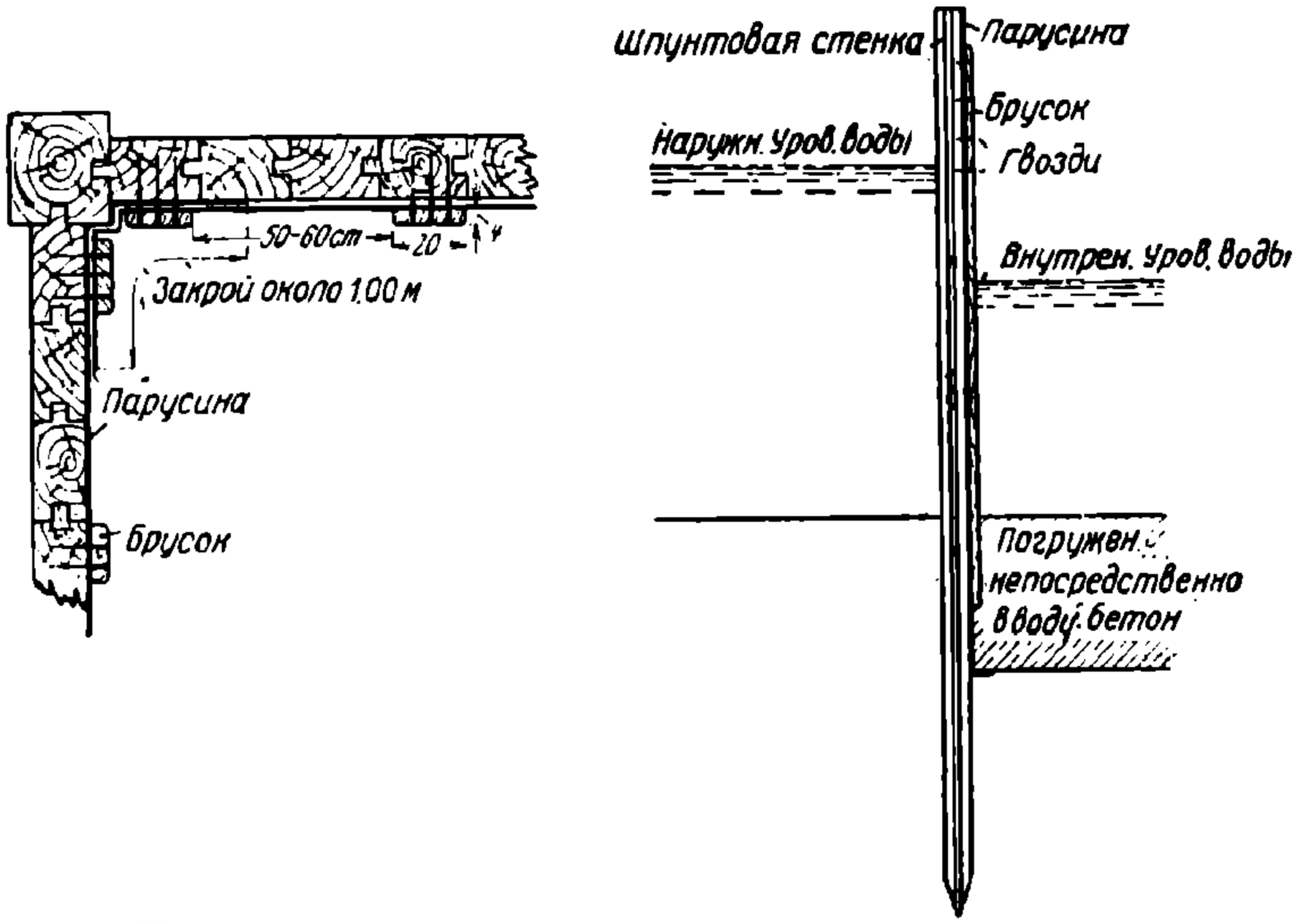


Рис. 195. Изоляция деревянных шпунтовых стенок при подводном бетонировании.

дельные полотнища парусины подвешиваются рядом друг с другом таким образом [1], чтобы они взаимно перекрывались на 30 *см*. Для того чтобы полотнища висели гладко, на нижнем их конце зашивается железный прут. Перед перекрывающими полосами помещаются деревянные доски, которые через парусину прибиваются к шпунтовой стенке. Доски и парусина запускаются в положенный под водою бетонный слой; парусину можно также сшить и в один кусок, так что концы будут заходить друг за друга только в одном углу, как это указано на рис. 195 [2]. Доски в достаточной мере прижимают парусину в том случае, если они прибиваются гвоздями только выше воды. Таким путем предохраняется парусина и одновременно достигается большая плотность.

Изоляция парусиной имеет, вообще говоря, практическое значение только для деревянных шпунтовых стенок. Так как она обхо-

[1] „Zeitschr. f. Bauw.", 1890, стр. 356.
[2] „Zentralbl. d. Bauv.", 1895, стр. 388

НТБ ДНУЖТ

дится недешево, следует отдавать предпочтение железному шпунту, если требуется непроницаемая стенка.

д) Перемычки.

Под перемычкой понимают дощатые, брусчатые или шпунтовые стенки, ограничивающие в соединении с земляной засыпкой котлован в открытом водоеме.

1. Земляные перемычки.

В спокойной воде земляным перемычкам придают поверху, если для этого имеется достаточно места, ширину от 1 до 2 *м*, а откосы делают от полуторных до тройных (от 1 : $1^1/_2$ до 1 : 3). .Они выгодны в том случае, если могут не убираться после выемки котлована. Если высота перемычек превышает 1—$1^1/_2$ *м*, рекомендуется шпунтовая стенка, к которой с обеих сторон подсыпается и трамбуется земля (рис. 196).

2. Одиночные перемычки.

Если не хватает места для устройства полной земляной дамбы, то до 1,5 *м* высоты устраиваются одиночные перемычки, а при большей высоте — двойные.

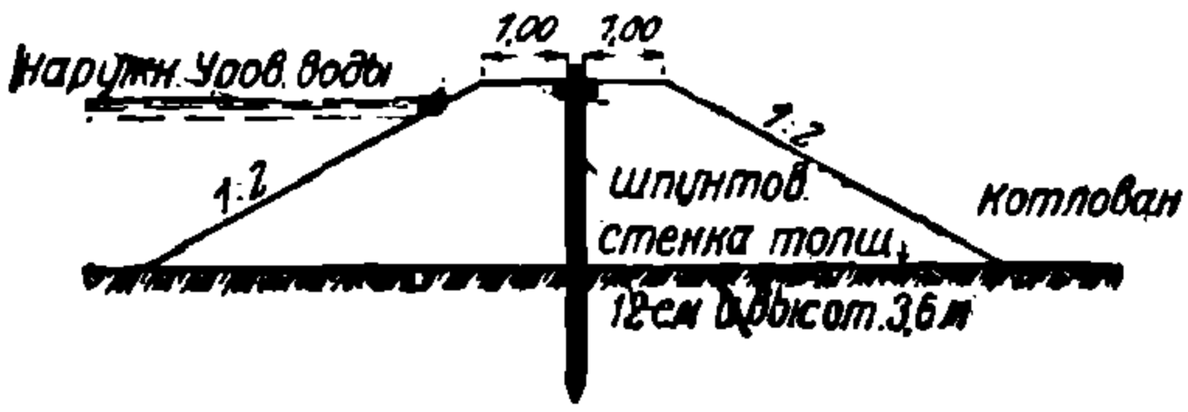


Рис. 196. Земляная дамба с шпунтовой стенкой.

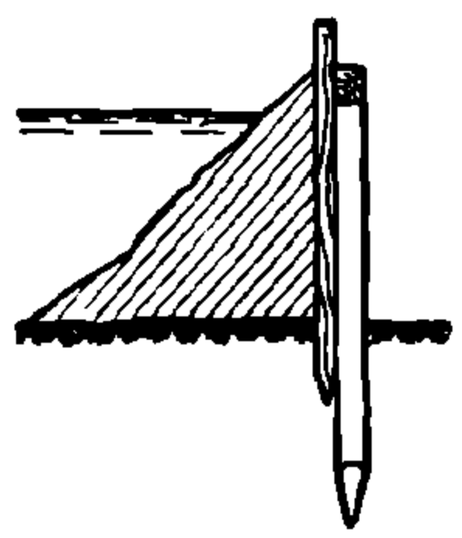


Рис. 197. Одиночная перемычка.

Одиночные перемычки (рис. 197) образуются стенками, забитыми вразбежку или в шпунт и опирающимися на ряд свай, связанных между собой поверху посредством насадки. Расстояние между сваями и глубина их забивки равняются примерно их свободной длине; глубина забивки стенок вдвое меньше, чем свай. После этого дно перед стенкой тщательно очищается и производится земляная отсыпь с утрамбовкой. Вместо забитых вразбежку стенок применяются щиты из горизонтальных досок, но это менее целесообразно, так как они незначительно углубляются в землю и недостаточно изолируют от воды.

Одиночные перемычки можно устраивать также только в спокойной воде. Откос защищается по линии уреза воды от влияния прибоя волн дерном или иным покрытием.

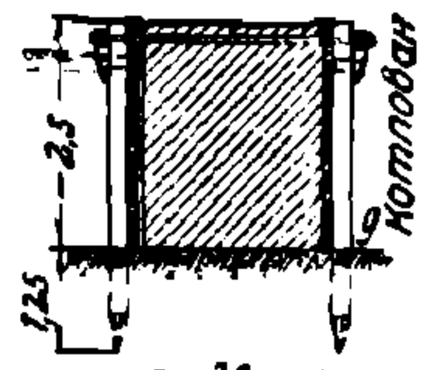
Перемычкам придают иногда одиночный уклон и упирают поддерживающие их насадки в наклонные сваи или свайные козлы. Этот способ не может быть рекомендован, так как он требует больше дерева, больше места; такая перемычка обладает меньшей плотностью

НТБ ДПУЖКТ

сравнительно с вертикальной, у которой земляная дамба имеет наибольшую толщину в самом опасном месте (у подошвы)[1].

3. Деревянные перемычки с двойной стенкой.

При высоте перемычки более 1,5 *м*, а в текучей воде во всех случаях, применяются перемычки с двойной стенкой; до 3 *м* их делают в виде двух параллельных стенок из брусьев или досок вразбежку или шпунт, между которыми насыпается земля (рис. 198). Так же, как и



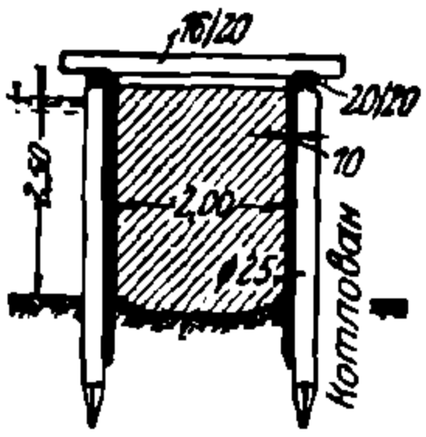


Рис. 198. Двойная перемычка с шпунтовыми стенками.

Рис. 199. Двойная перемычка с щитами из горизонтальных досок.

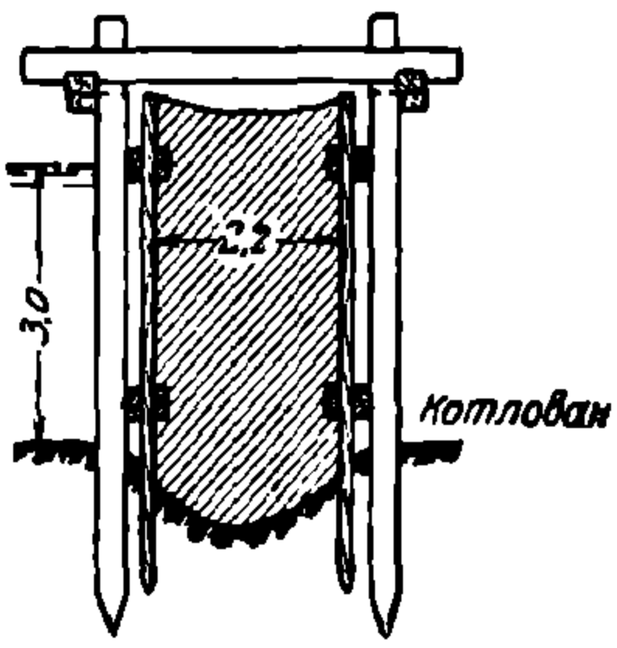


Рис. 200. Двойная перемычка с шпунтовыми стенками.

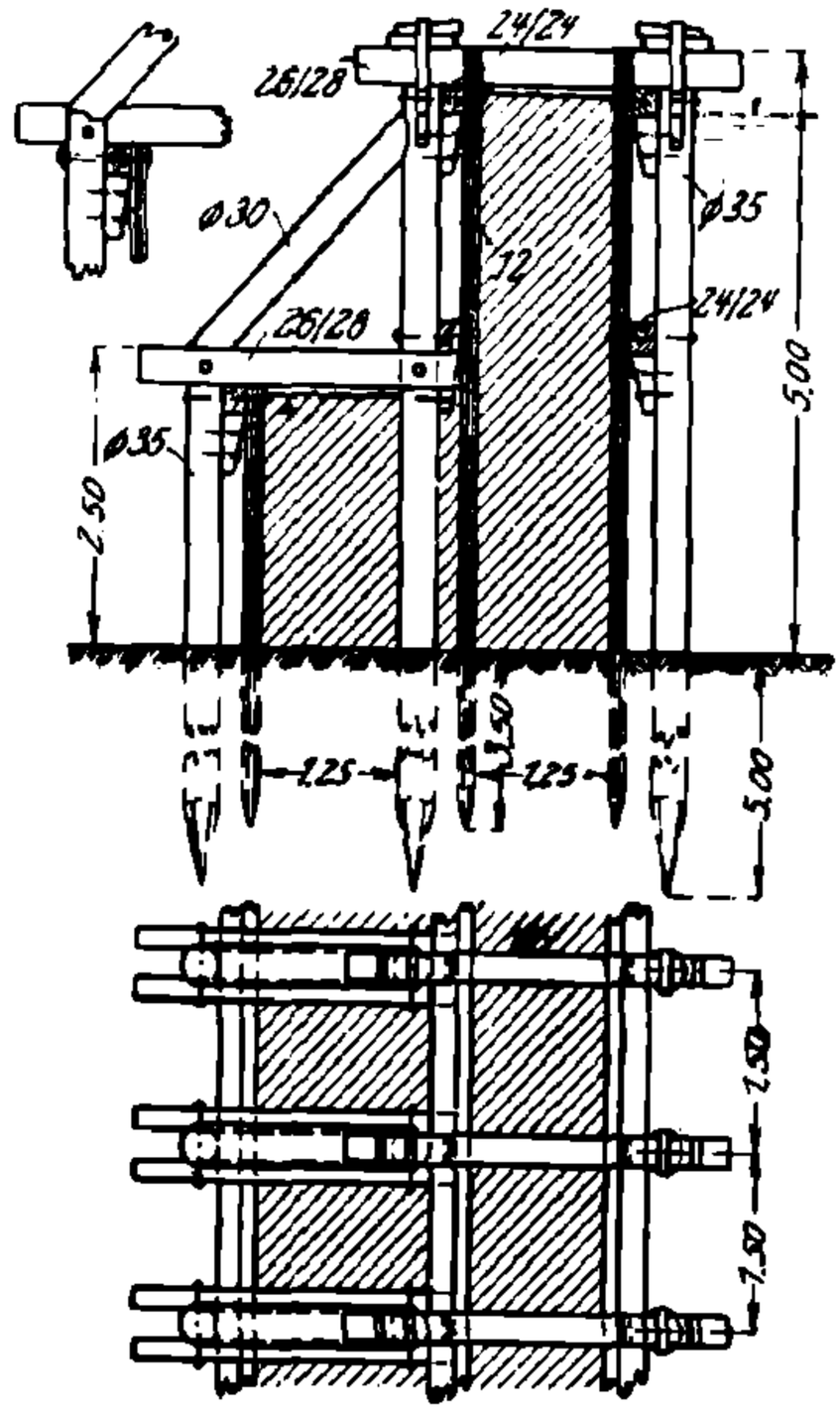


Рис. 201. Ступенчатая перемычка.

при одиночной перемычке, расстояние и глубина забивки маячных свай имеют примерно такую же величину, как их свободная высота, а ограждающие стенки из брусьев, досок или шпунтовых пластин забиваются примерно на вдвое меньшую глубину; щиты из горизонтальных досок несколько загоняются в грунт; насадки свай соединяются между собой поперечными схватками или тяжами и наруба́ются шипом на сваи (рис. 198); при горизонтальном расположении досок целесообразна конструкция, при которой соединительный брус помещается с наружной стороны свай (рис. 199).

При высоте перемычки более 3 *м* применяются только шпунтовые стенки, более жесткие и водонепроницаемые. Продольные насадки, соединяющие маячные сваи, не могут уже при такой высоте наруба́ться шипом, а помещаются снаружи свай (рис. 200). Шпунтовые

---

[1] В перемычках на шлюзовании р. Северный Донец такие перемычки дали вполне удовлетворительные результаты. *Прим. ред.*

НТБ ДИУЖТ

стенки снабжаются самостоятельно парными схватками, опирающимися на сваи. Продольные насадки свай соединяются поперечными или тяжами, причем они могут быть скреплены и со схватками шпунтовых стенок (при более высоких перемычках это делается всегда).

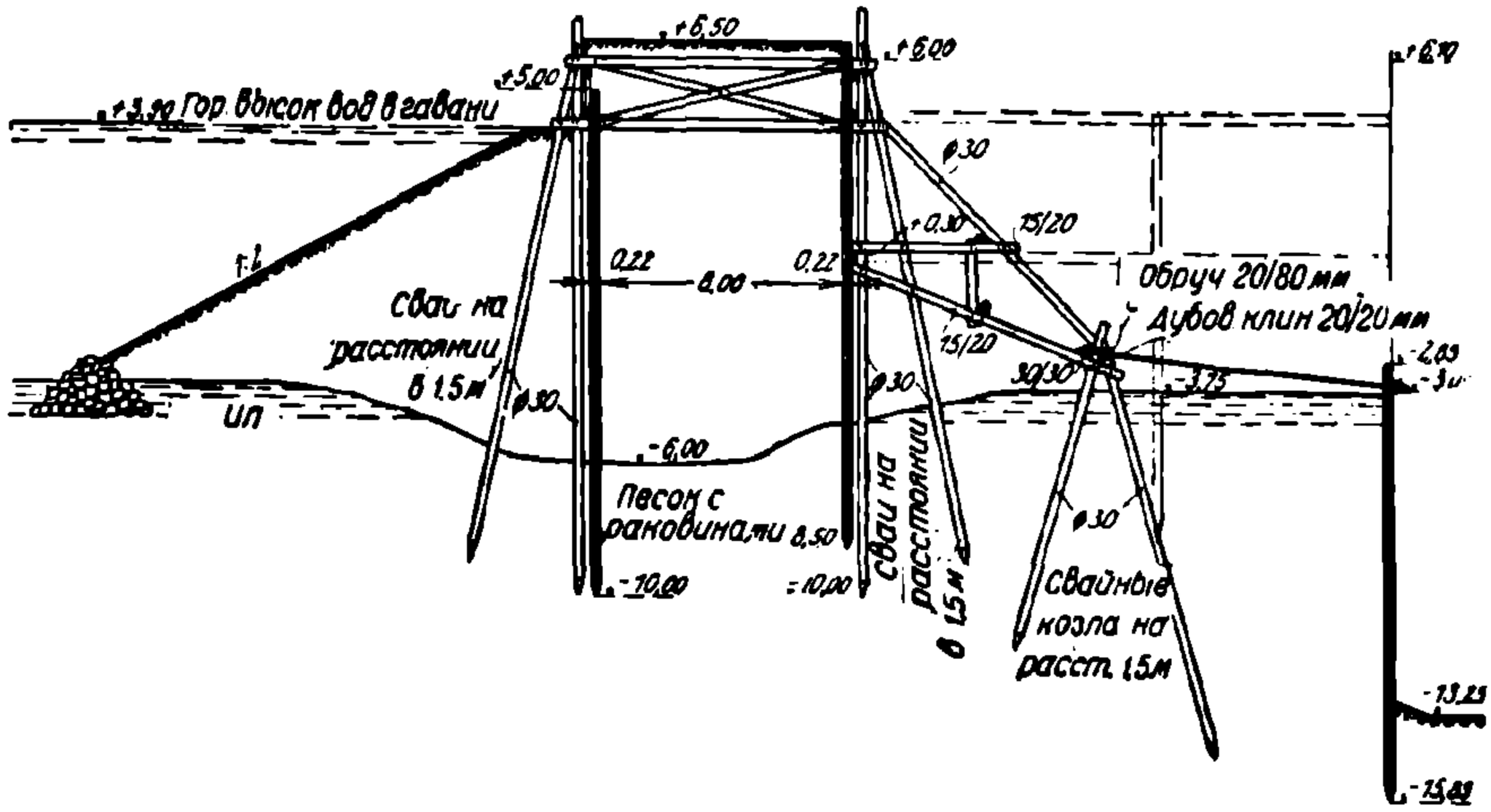


Рис. 202. Ступенчатая перемычка сухого дока в Антверпене (Диккергоф и Видман, 1911 г.).

Забивка третьей, более низкой стенки рекомендуется, если основная двойная перемычка в наружной своей части из-за прибоя волн или

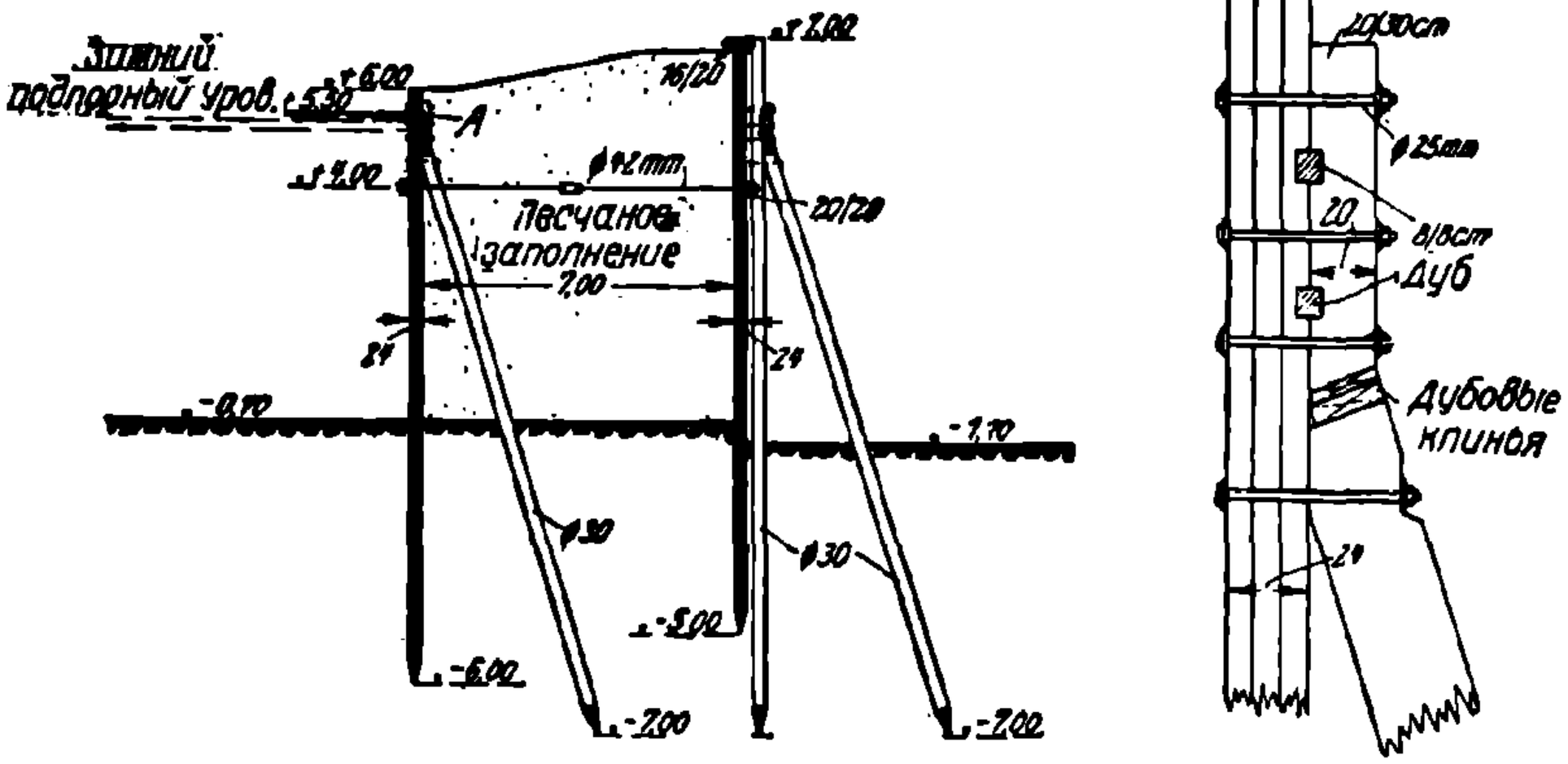


Рис. 203. Перемычка для шлюза на Везере в Гемелингене (акц. о-во Ф. Гольцман, 1906 г.).

по другой причине получается значительной высоты («перемычка уступами», рис. 201).

Наружные сваи высоких перемычек иногда отсутствуют, так как не могут способствовать жесткости перемычки, однако они могут быть необходимы для подмостей под копер. Эти сваи облегчают сверх того укрепление поясов, расположенных низко на некоторой глубине. При более значительной высоте перемычки целесообразно ставить и на-

НТБ ДИИЖТ

клонные сваи, образуя таким образом свайные козлы, чтобы увеличить жесткость верхнего пояса (рис. 202). Эта перемычка служит поддержкой дорожного полотна на уровне 2,6 *м* над горизонтом воды.

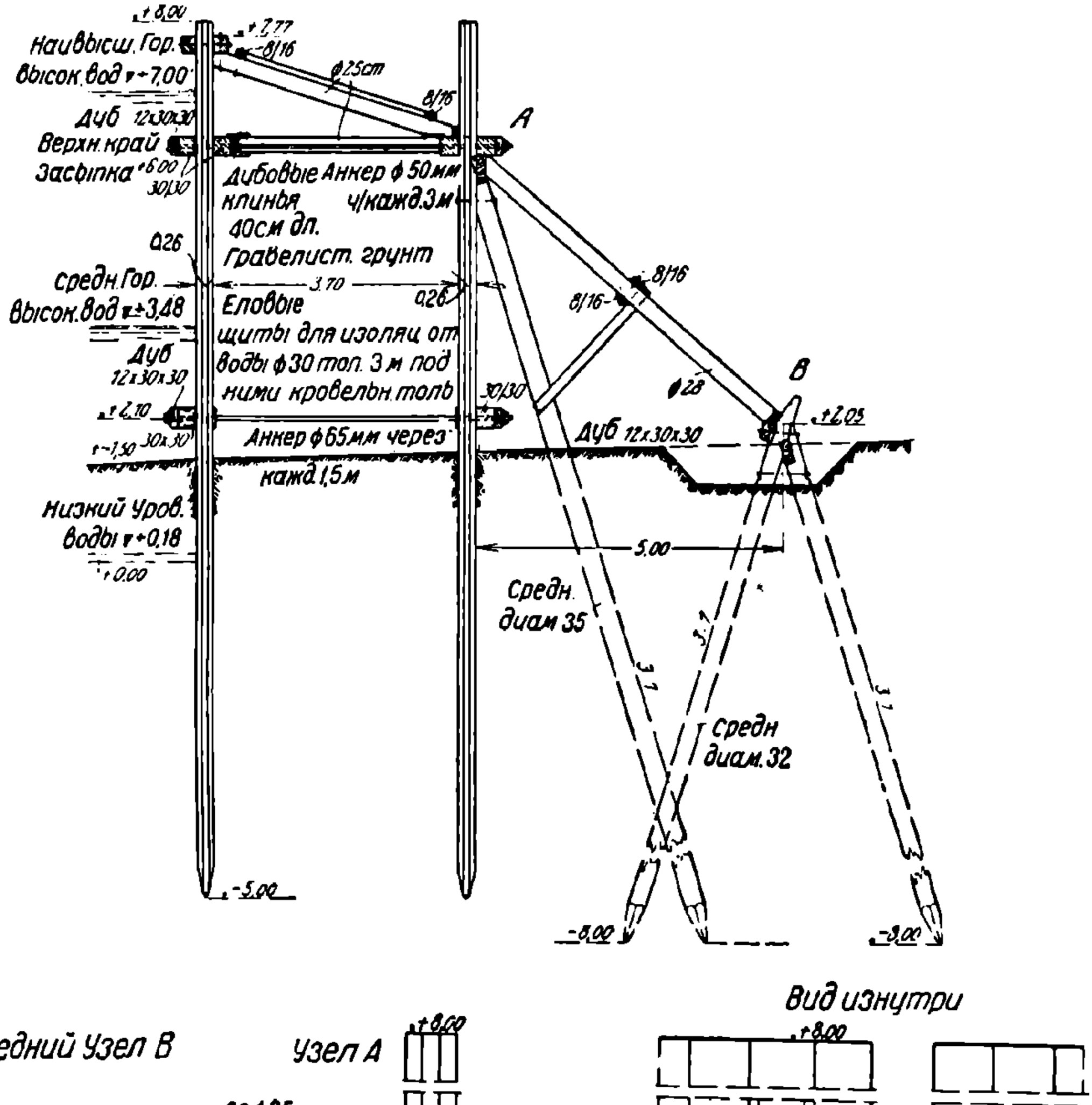


Рис. 204. Перемычка двойного шлюза в рыболовной пристани в Везермюнде (1921—1925 гг.).

Шпунтовые стенки снабжены двумя поясами, расположенными выше уровня воды; верх стенки укреплен распорами и раскосами. Третий пояс укреплен со стороны котлована примерно на половине

НТБ ДНУЖТ

высоты внутренней стенки. Со стороны котлована перемычка упирается в нижние свайные козлы, которые, как и наружные (около шпунтовых стенок), поставлены через 1,5 *м* и служат сверх того для поддержки шпунта, ограждающего более глубокую часть котлована. На концах перемычка упирается не в свайные козлы, а в существующую каменную кладку (показано на рисунке пунктиром). С наружной стороны перемычки для увеличения непроницаемости сделана земляная подсыпка.

На рис. 203 представлена перемычка Гемелингенского шлюза около Бремена: внутренняя стенка опирается на вертикальные сваи, поддерживаемые наклонными, а наружная стенка — непосредственно наклонные сваи внутри перемычки. Ввиду того, что под наклонными сваями в засыпке легко образуются пустоты, обусловливающие неплотности стенки, такая конструкция внушает опасения; во всяком случае она может иметь практическое значение, если для запэлнения употребляется, как это имело место в данном случае, мелкий мокрый песок, укладывающийся очень плотно; для увеличения непроницаемости стенок перемычки в случае необходимости применяется парусина.

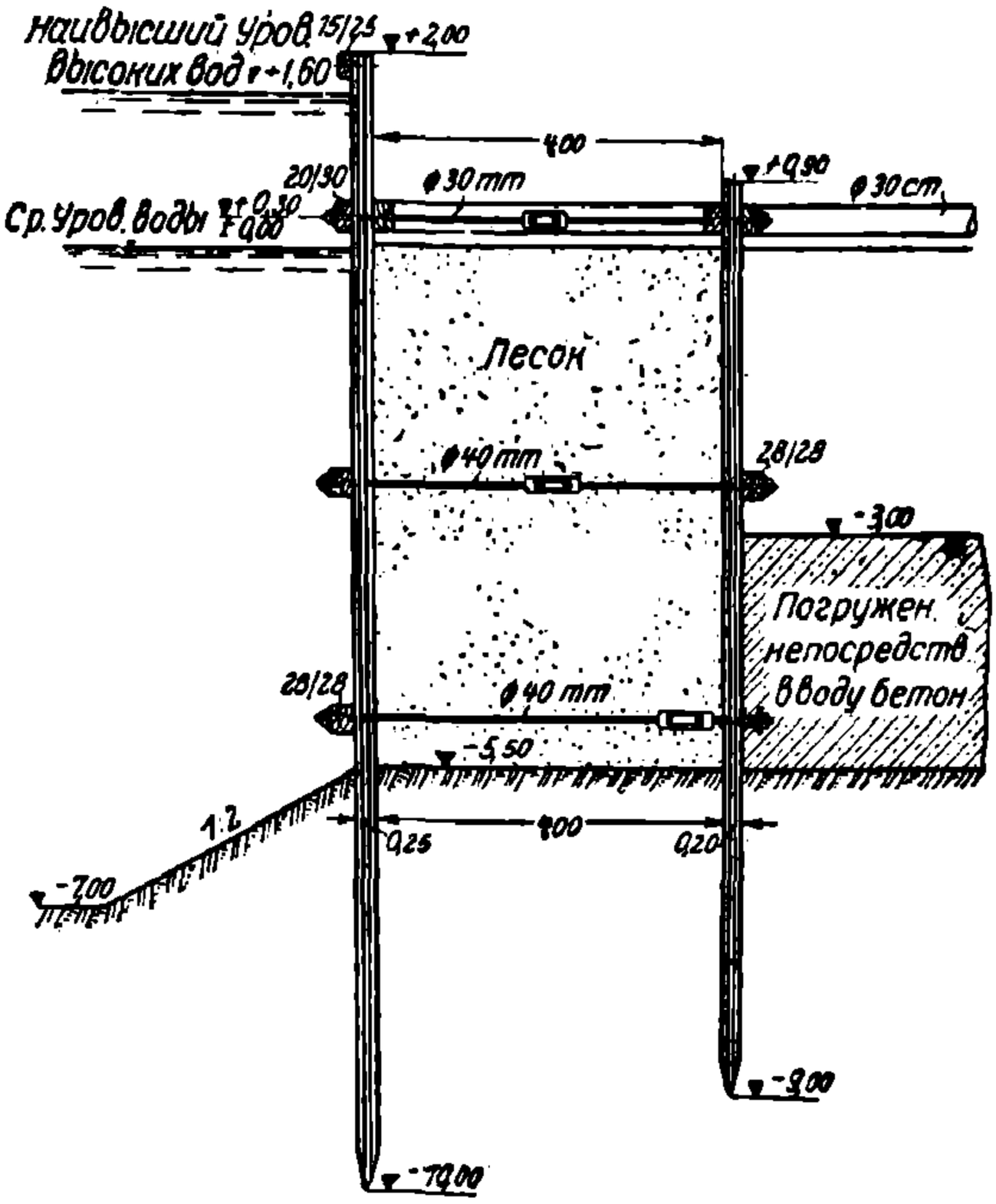


Рис. 205. Перемычка для эллингов верфи „Германия" в Киле (акц. о-во Ф. Гольцман, 1913 г.).

Перемычка шлюза в Везермюнде (1921—1925 гг.) состоит из двух шпунтовых стенок, соединенных двумя рядами связей (рис. 204). Внутренняя стенка поддерживается наклонными сваями и распорами, в свою очередь опирающимися на свайные козлы.

Шпунт опущен сквозь глеевый грунт в песок на 1—1,5 *м*. Перемычка устроена в условиях прилива и отлива насухо. Засыпка состоит из глея и доходит до верхних горизонтальных связей.

Внутренная шпунтовая стенка перемычки эллинга в Киле (рис. 205) подходит вплотную к погруженному в воду бетону и остается составной частью сооружения.

Ограждение котлована Брунсбюттельского шлюза достигнуто двойной перемычкой с тремя шпунтовыми стенками (рис. 206). Обе стенки, ограждающие наружную высокую часть перемычки, поддерживаются наклонными сваями. Третья стенка находится на 3,65 *м* ниже; головная ее часть поддерживается с одной стороны наклонными сваями и подкосами, опирающимися на свайные козлы, с другой сто-

НТБ ДИИЖТ

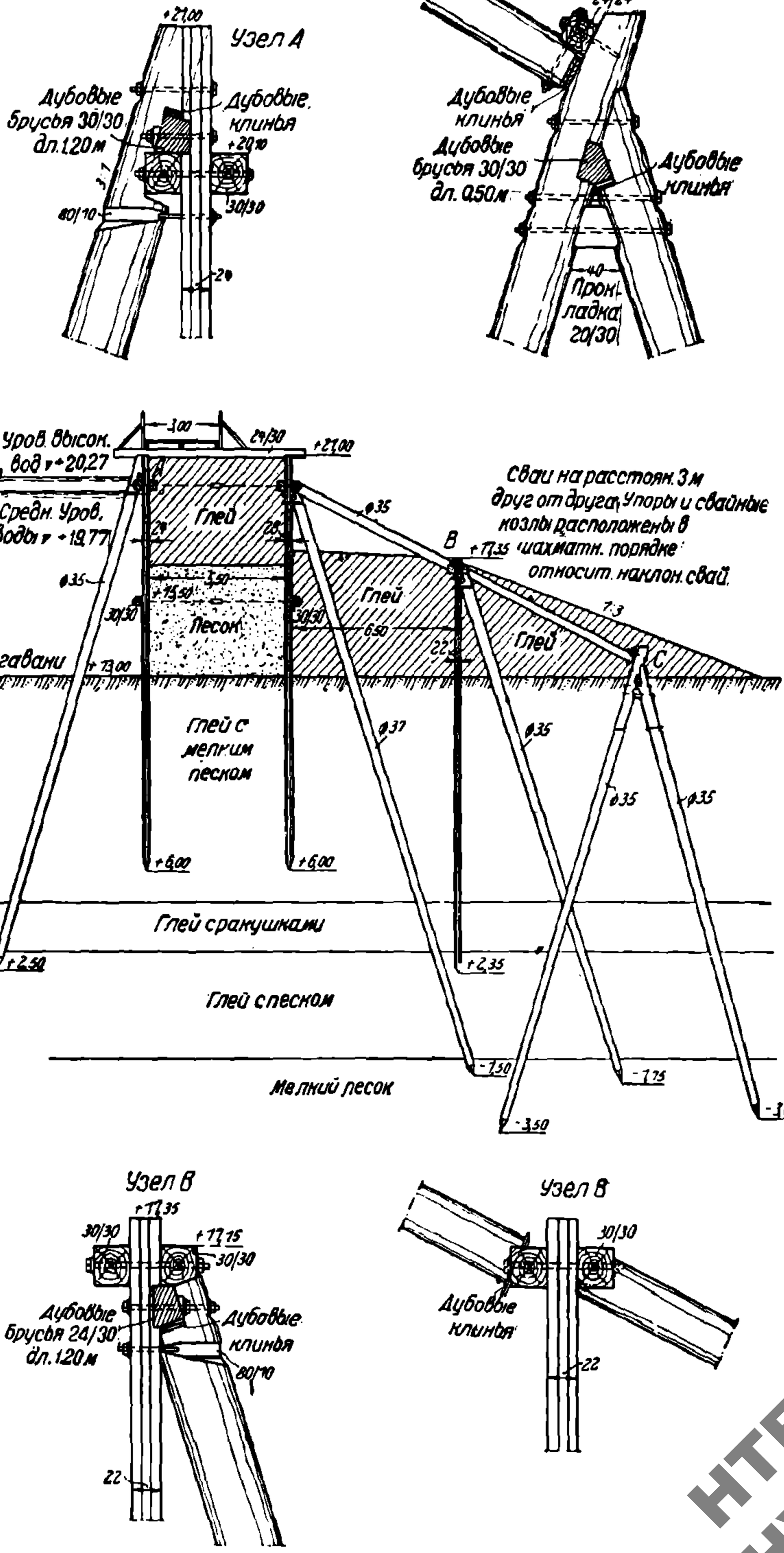


Рис. 206. Перемычка для Брунсбюттельских шлюзов (1910—1913 гг.).

НТБ ДНУЖТ

роны она служит опорой для подкосов внутренней стенки. Стенки и сваи высокой части перемычки забиты с подмостей при помощи плавучих копров, а внутри перемычки с подмостей после понижения уровня воды под прикрытием высокой части. Заполнение высокой части производилось сначала песком в воду на высоту 4 *м*; после этого вода между стенками откачивалась и насухо укладывался глей. Между высокой частью и третьей шпунтовой стенкой после понижения уровня воды в котловане насухо укладывался глеевый грунт; глей подсыпался с трамбованием и к третьей стенке. Водоотлив между обеими высокими стенками, несмотря на применение парусины сплошь по всей их поверхности, представлял большие затруднения,

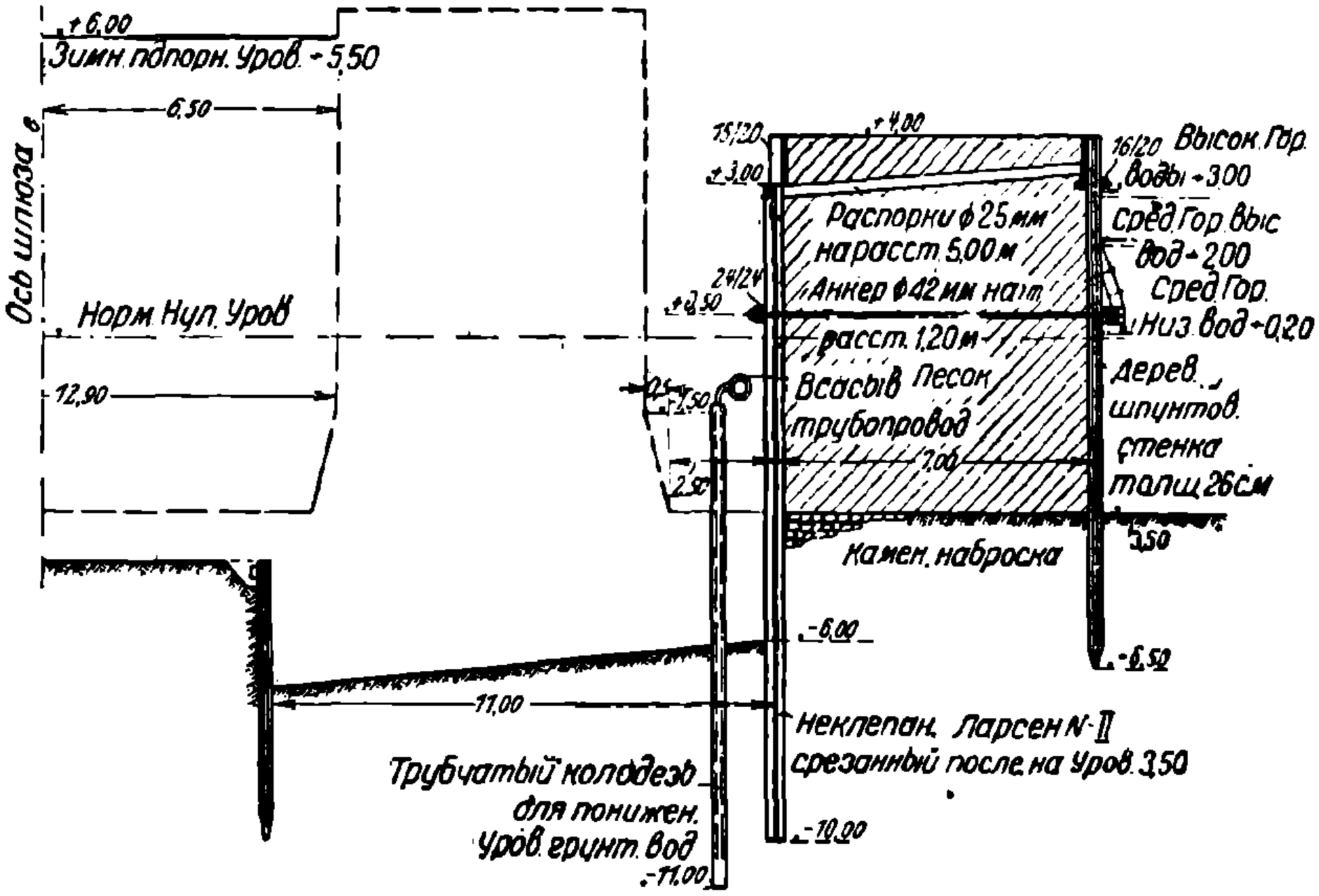


Рис. 207. Перемычка для восстановления Везерского шлюза в Гемелингене, 1912 г.

так как шпунтовые стенки ввиду большой глубины их забивки не отличались водонепроницаемостью, хотя и забивались с помощью подмыва.

4. Железные перемычки.

Водонепроницаемость деревянного шпунта вызывает всегда затруднения, поэтому в последнее время применяется железный шпунт, подобный деревянному. Иногда внутренняя стенка устраивается из железа («клепаный Ларсен»), а наружная из дерева (рис. 207); железный шпунт расположен непосредственно у фундамента; по удалении перемычки она спилена на уровне дна реки[1].

Перемычки, примененные в 1916—1918 гг. для перестройки Нессерландского морского шлюза в Эмдене, сделаны из железного шпунта «Rote Erde». На рис. 208 представлена наружная перемычка, обращенная к реке; она прочно расперта посредством трех расположенных друг над другом рядом распорок в кладку шлюза так, что ей

[1] „Zeitschr. d. Verb. d. Arch. u. Ing.-Ver.", 1914, стр. 70, рис. 7.

НТБ ДНУЖТ

можно было придать сравнительно небольшую ширину. Три ряда тяжей находятся на одном уровне с распорками.

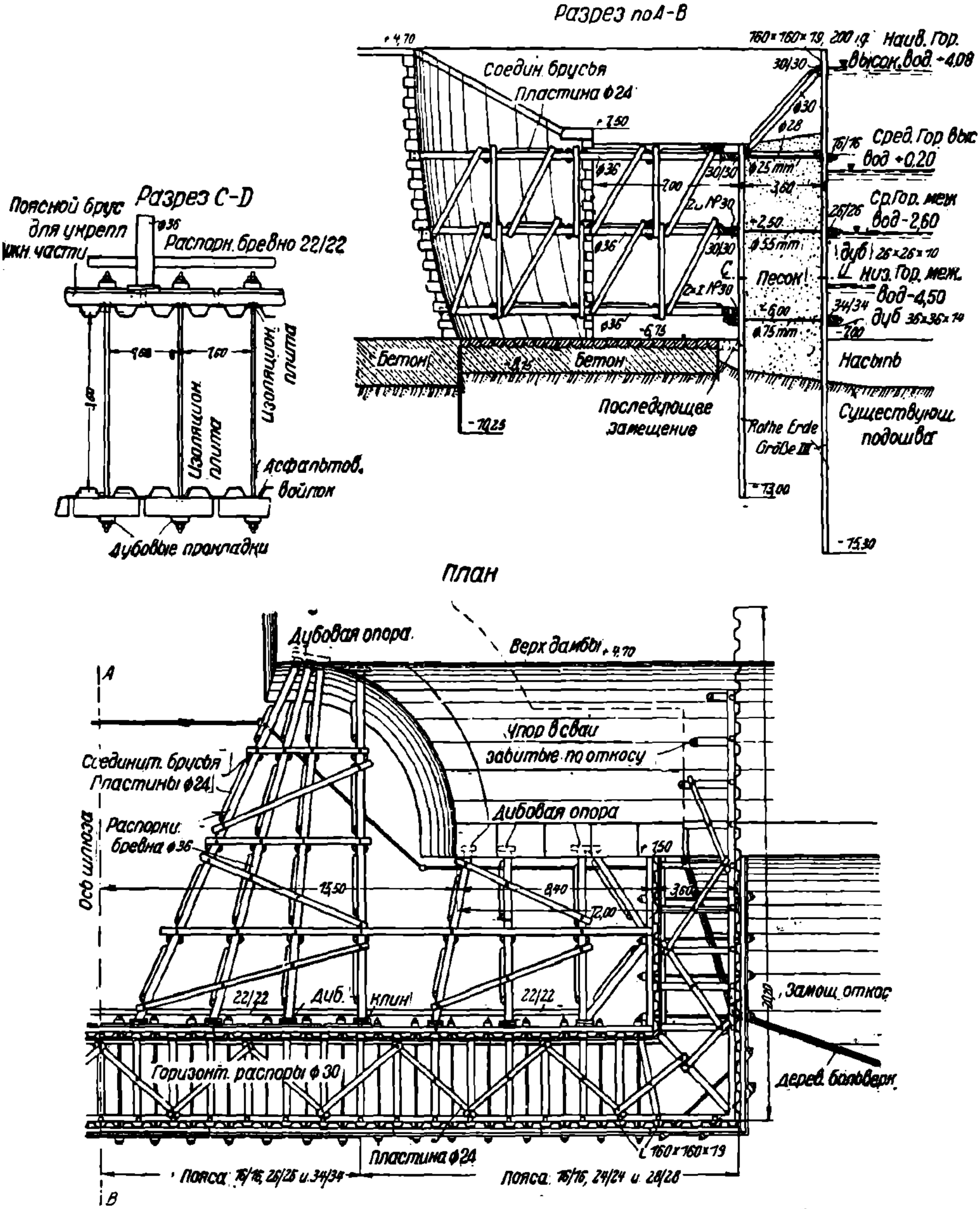


Рис. 208. Перемычка для перестройки Нессерландского шлюза в Эмдене (1916—1919 гг.).

Перемычка шлюза в Вильгельмсбурге (рис. 209) сделана из железных шпунтин Ларсена («неклепаный») с сопротивлением от 50 до 60 *кг/см*^{2}; она только слегка расперта со стороны котлована.

НТБ ДНУЖТ

Следует упомянуть еще о непроницаемой конструкции [1] из соединения железной и деревянной стенок; деревянная стенка из брусьев с прибитыми планками (рис. 210), между которыми задвигаются доски. Брусья прибалчиваются к железному шпунту и забиваются вместе с ним. Промежуток между деревянными и железными пластинами заполняется песком с опилками.

5. Размеры и детали перемычек.

Верх перемычек из-за прибоя волн следует поднимать на 0,30—0,50 *м*, а иногда, как например в везермюндской перемычке (рис. 204), на 1 *м* выше расчетного горизонта воды. Выбор расчетного горизонта для каждого отдельного случая большею частью не представляет затруднений. Следует однако иметь в виду, что высокий расчетный горизонт воды увеличивает стоимость перемычки, так что часто правильнее мириться с возможным затоплением [2]; следует приспосабливать перемычку на случай затопления.

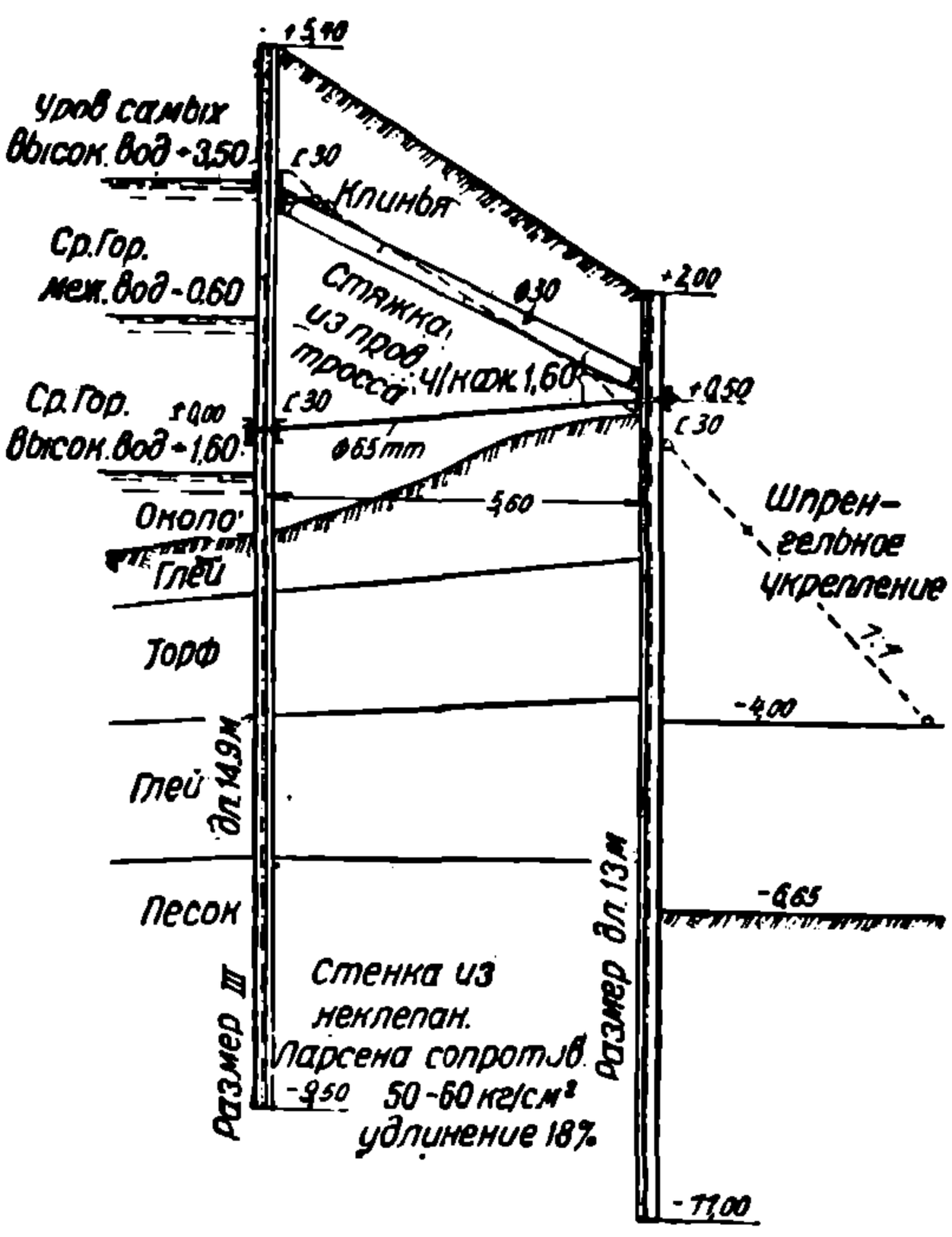


Рис. 209. Перемычка шлюза им. Эрнста-Августа в Вильгельмсбурге, 1926 г.

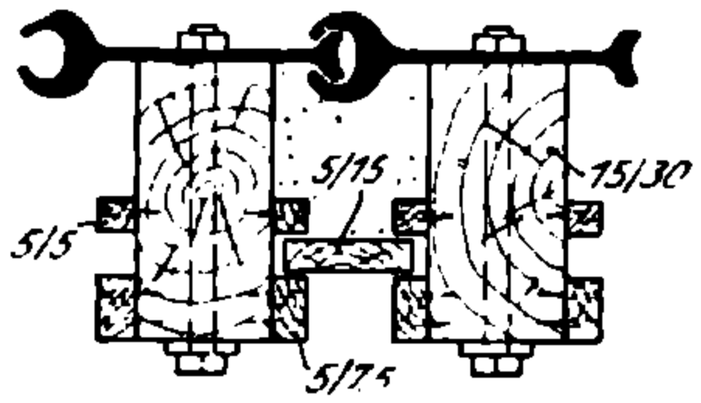


Рис. 210. Американская перемычка.

В отношении ширины перемычки решающее значение имеет прежде всего свободная высота, а затем уже величина периметра и способ укрепления (в фундамент или в основание), качество земли для заполнения, грунтовые условия, основания и размеры свободной площади. Ширина определяется в большинстве случаев расчетом. При незначительной ширине перемычки можно сэкономить на сваях на устройстве внутренних распор, на заполнении и на площади, зато в этом случае приходится делать более жесткое наружное крепление подкосами. Небольшим перемычкам высотой до 2,5 *м* придают обыкновенно ширину, равную их высоте. Для более высоких дамб согласно старинному правилу наиболее выгодной шириной является величина, равная половине высоты с прибавкой от 1 до 1,5 *м*, однако

---

[1] „Ing. News Rec.", октябрь—ноябрь, 1919. „Zentralbl. d. Bauv", 1920, стр. 416.
[2] Ср. также „Bautechnik", 1926, стр. 334.

НТБ ДНУЖТ

такие указания едва ли применимы во всех случаях. Ширина более высоких перемычек колеблется между полной высотой и ее половиной и зависит в каждом отдельном случае от местных условий; колебания отношений высоты к ширине приведены в табл. 25, содержащей наиболее важные размеры для разобранных выше примеров.

Из таблицы вместе с относящимися к ней рисунками видны различные соотношения высот отдельных стенок в зависимости от местных условий. Поскольку обеим стенкам не придают одинаковой высоты и ширины, наружную стенку делают большей частью выше и прочнее. Головная часть внутренней стенки обычно располагается ниже, а нижняя ее часть забивается глубже наружной только тогда, когда это требуется по условиям выемки грунта из котлована или по профилю дна; так, внутренний шпунт брунсбюттельской перемычки (рис. 206) забит на 3,65 *м* глубже, чем два остальные.

Связи, проходящие насквозь через засыпку, следует устраивать как можно реже, так как от просадки земляного заполнения под ними образуются пустоты, способствующие просачиванию воды и вымыванию грунта заполнения. Значительное натяжение железных связей обеспечивается соответственно длинной винтовой нарезкой на обоих концах. Если они располагаются открыто или лишь немного опущены в насыпной грунт и легко доступны для осмотра, то, начиная с длины 3—4 *м* и более, рекомендуется помещать на тяжах внутри стенок стяжные муфты. Места прохода связей через стенки следует тщательно изолировать. Для этой цели на стенки со стороны более высокого давления воды накладываются прочные войлочные асфальтированные кружки с отверстиями для анкеров; пояса и подкладные шайбы анкерных болтов крепко прижимают кружки к стенкам. Если места прикрепления анкеров в железных стенках подвержены большому давлению воды, т. е. если анкеры заложены на большой глубине, рекомендуется распределять закрепление поясов таким образом, чтобы каждая отдельная часть пояса захватывалась только одним анкером, другими словами, чтобы пояс особенно прижимался к стенке в месте прохождения анкера. Так сделано в перемычке Нессерландского шлюза (рис. 208, разрез *C—D*); в этом случае одни только верхние пояса, идущие без перерыва, придают перемычке продольную жесткость. Анкеры следует всегда располагать таким образом, чтобы они проходили через наружную волну железной стенки.

В земляном заполнении перемычки не следует помещать частей, под которыми при осадках заполнения образуются пустоты; ранее отмечено, что наклонные сваи гемелингенской перемычки по этой причине нерациональны (рис. 203); еще больше сомнений вызывает расположение в земляной засыпке поясов или распоров. Неглубоко, в особенности выше обычного горизонта воды, можно устраивать их без всяких опасений, так как просадки заполнения, особенно песчаного, тотчас же обнаруживаются и легко устраняются. Брунсбюттельская перемычка (рис. 206) может служить примером предела заглубления и целесообразного расположения деревянных поясов на внутренней стороне стенок перемычек. В антверпенской перемычке (рис. 202) верхние распоры засыпаны землей дорожного полотна, и в результате они оказались вне постоянного наблюдения. Верхний ряд распор вильгельмсбургской перемычки (рис. 209) также лежит достаточно глубоко в земляной засыпке. В железном шпунте ввиду

НТБ ДИИТ

Таблица 25.

Перемычка	Рисунок	Свободная высота (в м)	Ширина между стенками (в м)	Ширина, высота	Высота (в м)		Наружная стенка глубже (+) или выше (—) внутренней		Число рядов анкеров друг над другом	Примечания
					Наружн. стенки	Внутренн. стенки	верхн.	Нижн. конец		
В Антверпене	202	9,9	8,22	0,83	15	15	+1,5	+1,5	—	С обеих сторон свайные козлы, снаружи земляная дамба, внутри распоры
В Гемелингене	203	6,6	7,24	1,1	12	12	+1,0	+1,0	1	Наружная стенка с рядом наклонных свай внутри; внутренняя стенка со свайными козлами
В Везермюнде	204	≥ 6,0	3,96	0,66	13	13	0	0	2	Внутренние распоры, упирающиеся в верхний пояс
В Киле	205	4,6	4,23	0,92	12	9,9	—1,1	+1,0	3	Внутри бетонная отсыпь; свободная высота считается до их верхнего края. Внутренние распоры, упертые в верхний пояс
В Брунсбюттеле	206	7,25	5,76 +6,75	0,79 0,93	15	15	0	0	2	Наклонные сваи с обеих сторон, внутри третья стенка высотою 15 м, на 3,65 м глубже; верхний пояс расперт
В Гемелингене	207	9,0	7,0	0,78	10,5	13	—1,0	—3,5	1	Внутренняя стенка железная; открытая дамба
В Эмдене	208	10,85	3,6	0,33	20	14	—3,7	+2,3	3	Железные стенки, крепкие горизонтальные распоры на уровне поясов
В Вильгельмсбурге	209	10,15	5,6	0,55	14,9	13	—3,4	—1,5	2	Железные стенки, наклонные анкеры, слабый упор в пояс внутренней стенки

НТБ ДИИЖТ

волнистой его формы большее значение имеют двойные пояса и, несмотря на указанные опасения, следует располагать их на значительной глубине тем более, что в случае применения корытного железа ширина внутреннего пояса незначительна (ср. нижний ряд анкеров перемычки в Вильгельмсбурге, рис. 209). Однако подобное расположение допустимо, как и всегда, только выше обычного уровня воды, где они могут быть во всякое время легко открыты и осмотрены.

Все распоры перемычек должны быть всегда «в напряженном состоянии». Если некоторые из них ослабевают, то положение и взаимная связь стенок изменяются и образуются щели. Поэтому все работающие на сжатие распоры должны устанавливаться только на *дубовых клиньях*, допускающих удобное наблюдение и натяжение; то же самое относится и к натяжным винтам анкеров. В перемычках более значительных размеров для обслуживания клиньев и стяжных гаек следует устраивать особые служебные мостки и тщательно наблюдать за движениями перемычки. Следует обращать внимание на влияние температуры и атмосферных условий и особенно на деревянные распоры, которые с течением времени высыхают и уменьшаются в размерах.

Для заполнения перемычек употребляется либо чистый песок, либо грунты, обладающие сцеплением: песчаный суглинок, суглинистый песок, растительный грунт, а также жирная глина и глей.

Связные грунты должны легко обращаться в однородное тесто так, чтобы при укладке тонкими слоями и надлежащей утрамбовке они образовали однородную плотную массу без пустот и трещин. С чистым глинистым грунтом следует обращаться осторожно, так как если он достаточно мягок для трамбования, но в то же время часто совершенно распускается под влиянием воды. Лучшими являются большею частью суглинистые грунты; если их нет, то в некоторых случаях можно рекомендовать смесь чистой глины с песком или гравием. Во всяком случае глинистый или суглинистый грунт можно вводить только насухо, в присутствии же воды создать надежный водонепроницаемый слой невозможно. Нельзя применять глинистые и суглинистые грунты, содержащие в себе известь (мергель, мергель с валунами). Эти грунты не допускают плотной утрамбовки, а с водой обращаются в тесто и разжижаются, между тем как при высыхании становятся твердыми и дают трещины.

Под водою единственным материалом заполнения является песок; в воде он ложится плотно, и в нем не образуется ни трещин, ни пустот. Если он и не обладает полной водонепроницаемостью, то плотное песчаное тело оказывает все же такое сопротивление движению воды, что она проходит через него только с небольшой скоростью.

Если по какой-либо причине плотность стенок перемычки нарушается и вымывается, то это тотчас же обнаруживается, потому что грунт перемычки дает просадку. Поэтому чистый песок нередко применяется для заполнений и выше уровня воды; при связном грунте заполнения легко образуются в таких случаях пустоты, которые не обнаруживаются даже и при тщательном наблюдении, а при более высоких горизонтах воды, т. е. как раз в опасное время, происходит обрушение грунта, ослабление взаимной связи заполняющего грунта

НТБ ДИИТ

и следовательно водонепроницаемости перемычки. С другой стороны, связный грунт лучше противостоит вымывающему действию воды, обусловливая водопроницаемость при более высоких давлениях воды. Можно соединить преимущества обоих грунтов, располагая около ограждающих стенок изоляционные слои глины и заполняя середину перемычки песком. Прорыв изоляционного слоя можно сразу узнать по сопровождающему его обрушению песчаного грунта. Такое устройство обходится однако дорого, так как слои глины требуют для себя особой опалубки, которая вытаскивается обратно при засыпке песка. Другое средство против размыва песка заключается в добавлении к нему известкового теста в пропорции от 1 10 до 1 : 20; подмешивают к песку и дубовое корье, которое разбухает от воды и заполняет неплотные места.

Дно перемычки должно быть до заполнения между стенками тщательно очищено, причем верхний слой грунта целесообразно удалять настолько, чтобы засыпка ложилась на крепкий нетронутый грунт. Во многих случаях рекомендуется углубление до крепкого нижележащего грунта (рис. 202).

Сопряжение перемычки с берегом проводится разнообразными способами. Шпунт следует продолжить в берег настолько, чтобы не могло быть никакого подмыва. Если перемычка примыкает к существующим сооружениям, то присоединение — часто самое опасное место — и должно быть заблаговременно продумано. Нередко случалось, что затруднения в устройстве примыкания требовали переноса перемычки в другое место.

У замкнутых перемычек особого внимания требует место соединения стенок. В деревянном шпунте попросту подгоняют по месту соответственно обделанные шпунтины; в железном шпунте приходится производить предварительную расстановку шпунта на некотором более или менее значительном протяжении, а иногда и несколько изменить стенку в плане для того, чтобы пластины подошли друг к другу. Железные вкладыши следует применять тогда, когда шпунт остается в сооружении для дальнейшей службы, в остальных же случаях достаточно продолжить[1] одну стенку за другую, примерно на тройную ширину шпунтины, или забить крайние пластины в месте смычки вплотную друг к другу с перекрытием стыка. Между заходящими друг за друга пластинами забиваются деревянные брусья одинаковой длины с шпунтинами, в этом месте на болтах.

Для большей водонепроницаемости перемычек делаются земляные отсыпи с наружной стороны (рис. 202) или также и с внутренней (рис. 206). Особенно это практикуется в расчете на продолжительное время работы перемычек. Если работа производится насухо, то и здесь для отсыпки применяется утрамбованная слоями глина или суглинок, а в воде — песок. Отсыпи наружной стороны предохраняются от прибоя волн.

Места, пропускающие воду, изолируются прежде всего с наружной стороны, как и в шпунтовых стенках, опусканием в воду песка, золы, опилок, дубового корья и т. д., парусиной или же в случае значительной фильтрации ограждением этих мест снаружи в виде

---

[1] „Bautechnik", 1926, стр. 303.

НТБ ДНУЖТ

ящиков из досок или же забитых в грунт легких шпунтовых стенок; эти ящики заполняются изолирующими материалами. Только в редких случаях удается изоляция изнутри перемычки; если же не удается произвести ее и снаружи, то заполнение должно быть удалено и заменено новым, удовлетворяющим своему назначению.

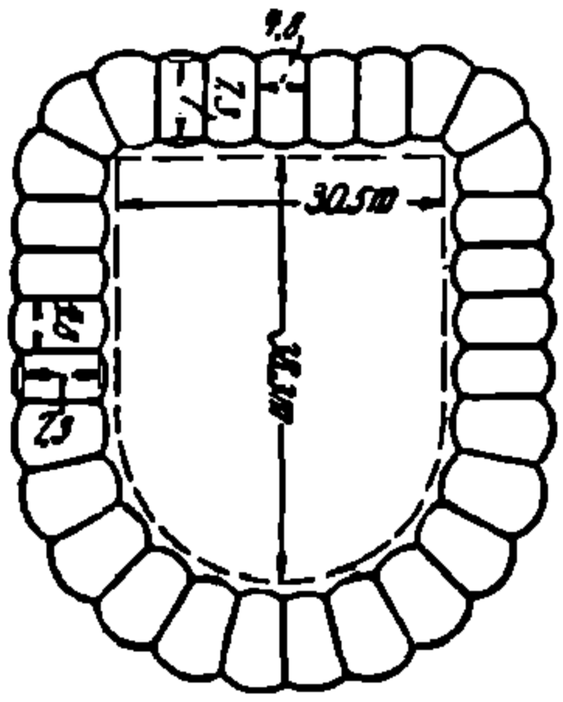


Рис. 211. Ячеистая перемычка из железных шпунтовых стенок (американский способ).

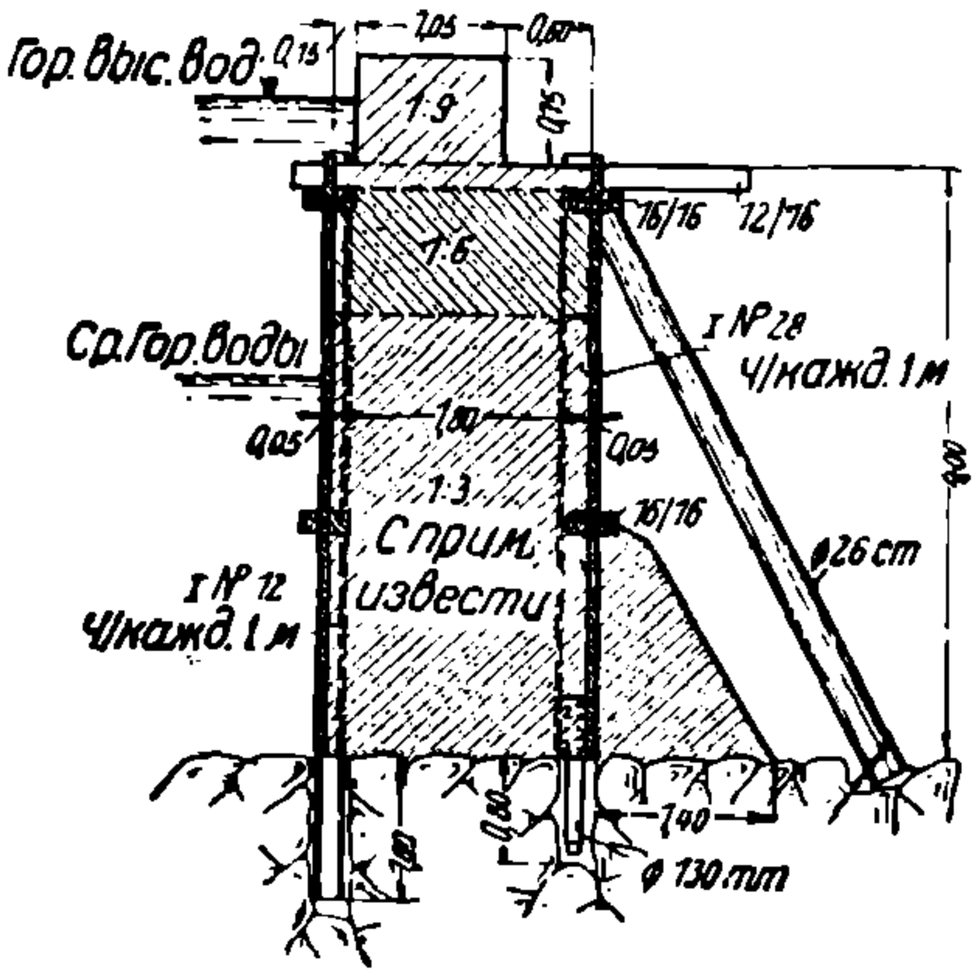


Рис. 212. Бетонная перемычка для силовой станции в Лауфенбурге на Рейне (Грюн и Бильфингер, 1911 г.).

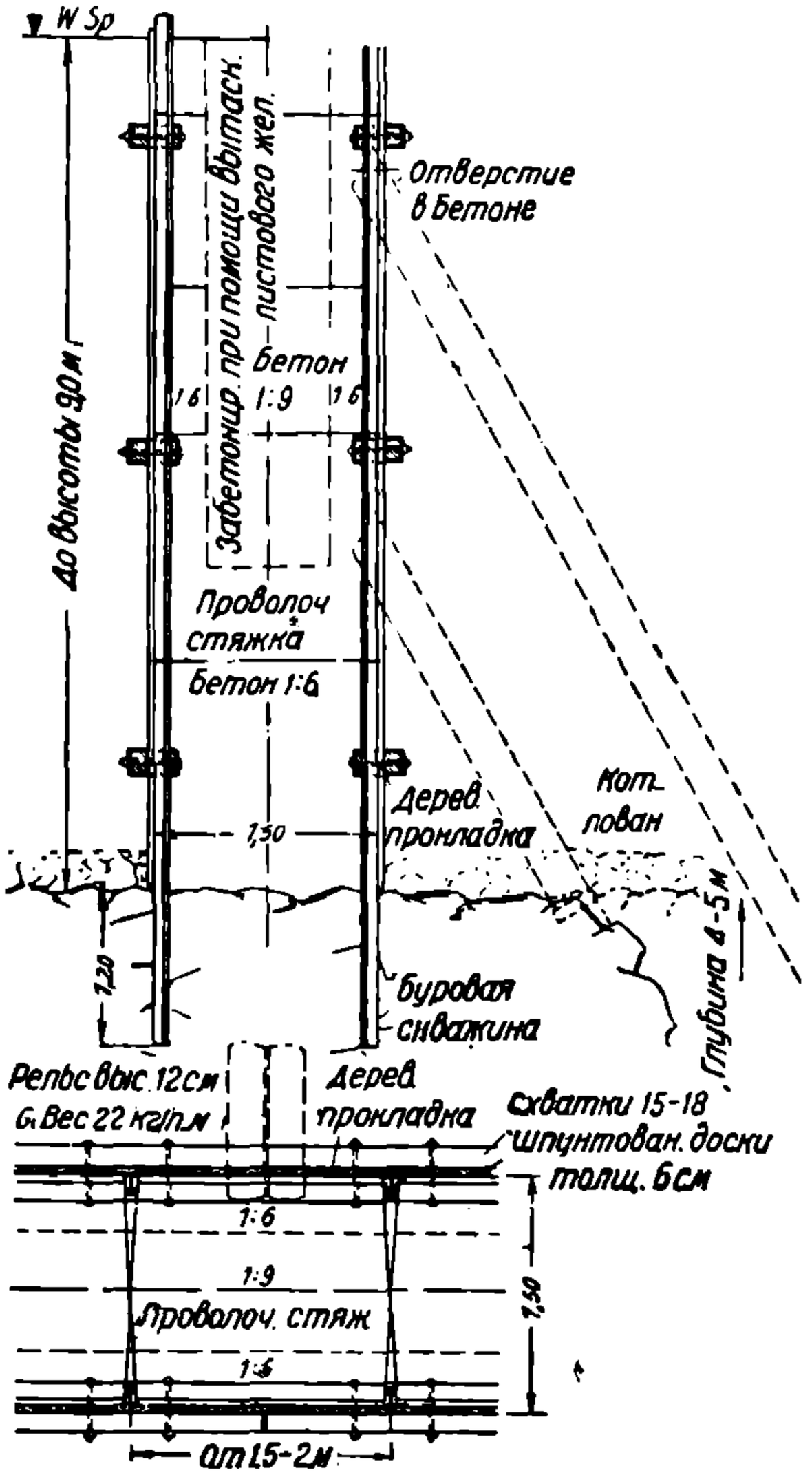


Рис. 213. Бетонная перемычка ступенчатого перепада у Кахлета близ Пассау на Дунае (1924—1926 гг.).

6. Камерные перемычки.

В Англии и Америке стараются избежать углов в устройстве перемычек, так как в таких местах всегда трудно достигнуть плотного сопряжения и плотного заполнения грунтом. Однако криволинейное направление перемычек в плане затрудняет установку поясов и удорожает ее. Весьма целесообразно поэтому разделение перемычки на отдельные ячейки. Изображенная на рис. 211 такого рода перемычка водоприемного сооружения гидросиловой станции в Сан-Луи на Миссури [1] устроена из железного шпунта Лакаванна длиною 17,1 *м*,

[1] „Eng. News Rec.", 1926, стр. 862.

НПБ ДНУЖТ

открытого на 13,4 *м*. Поперечные стенки, образующие ячейки, приклепаны к наружному и внутреннему шпунтам; все 30 ячеек доверху заполнены землей.

7. Бетонные перемычки.

Если нет подходящего грунта для заполнения, а перемычка может быть поставлена на скалистое основание, применяют бетонное заполнение. Так как шпунтовые стенки в скалу не забиваются, то в ней высверливают отверстия 0,8 — 1,2 *м*, в которые заделываются рельсы

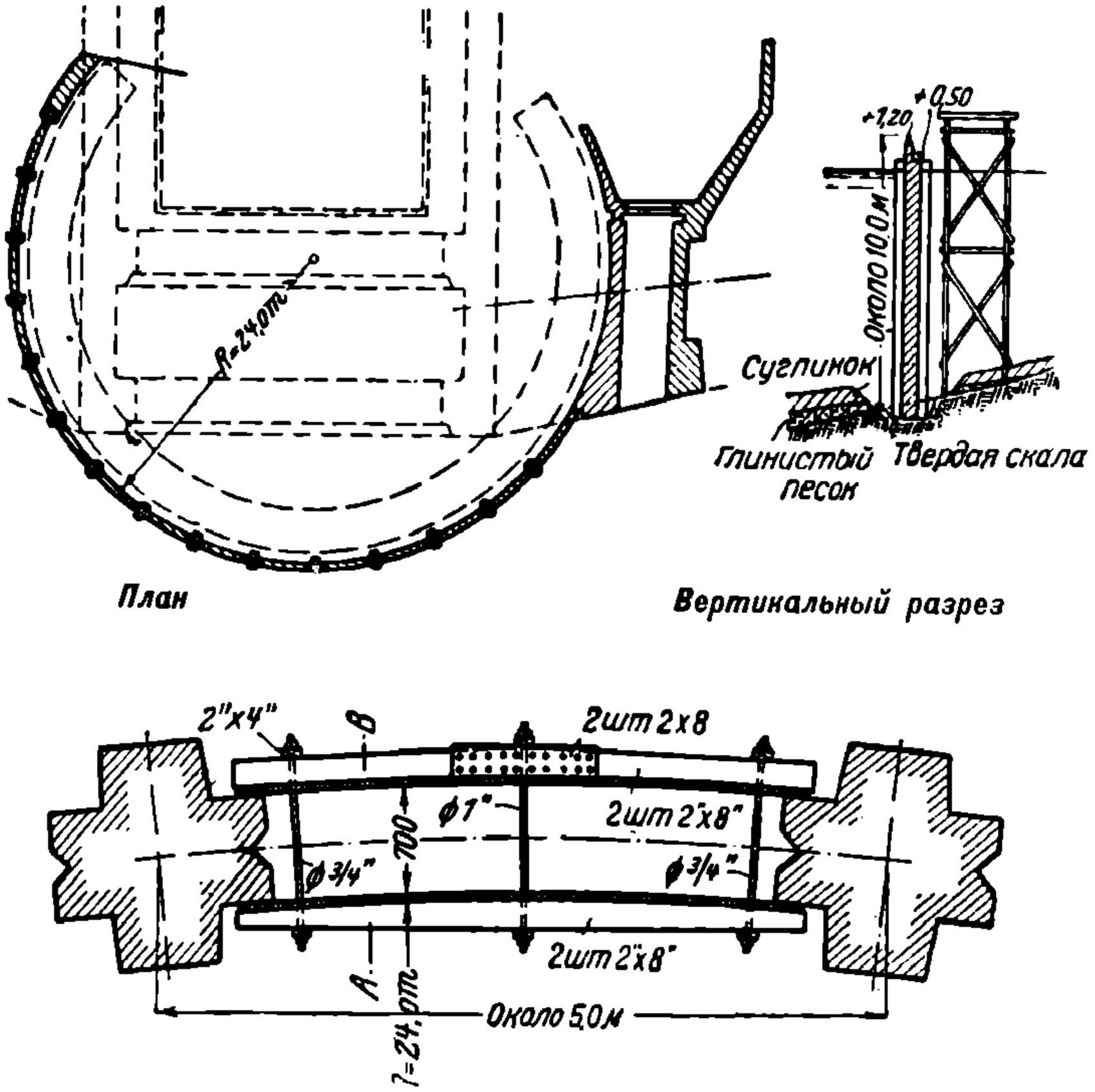


Рис. 214. Бетонная перемычка сухих доков в Стокгольме (1923—1924 гг.).

или двутавровые балки, поддерживающие деревянные стенки. На рис. 212 показана перемычка такого рода для силовой станции Лауфенбург на Рейне (1911 г.), а на рис. 213 — для ступенчатого перепада у Кахлета близ Пассау на Дунае 1924—1926 гг.[1]. Ширина перемычки зависит от ее устойчивости; в обоих приведенных примерах толщина бетона 1,50 и 1,80 *м*. Расстояние между балками в зависимости от высоты изменяется от 1 до 2 *м*; балки, расположенные друг против друга, стягиваются проволокой. Для деревянных стенок употребляют вертикальный шпунт, который поддерживается в двух или трех местах по высоте парными схватками. Через каждые 20—25 *м* устраиваются поперечные стенки. Слои грунта, лежащие над скалою,

[1] „Bautechnik", 1926, стр. 407, рис. 7.

НТБ ДНУЖТ

удаляются до установки стоек и стенок. Когда стенки установлены, следует очистить подошву. Если она под водою, то очистка ее — самая трудная и кропотливая часть работы и производится при помощи водолазов; одновременно заделываются неплотности не только деревянных стенок, но и скалистого дна. Качество работы по очистке основания перемычки и изоляции стенок имеет решающее значение для всей перемычки. Поскольку бетон погружается прямо в воду, состав его следует делать жирным, то же относится и к части бетонного заполнения, укладываемого насухо к стенкам, средняя же часть заполнения делается из тощего бетона и отделяется тонкими железными вертикальными листами, которые по мере бетонирования поднимаются вверх. Бетонные перемычки укрепляются внутренними подкосами, упирающимися в скали-

стый грунт. У Кахлета перемычки делались таким способом до высоты 12 *м*; погруженный прямо в воду бетон состава 1 : 6 по отвердении не пропускал воду.

Бетонные перемычки, расположенные в плане по кривой, не требуют укрепления стоек, вставленных в высверленные отверстия, если такая перемычка в виде свода с вертикальной осью опирается на неподвижные опоры. Такое решение принято например для

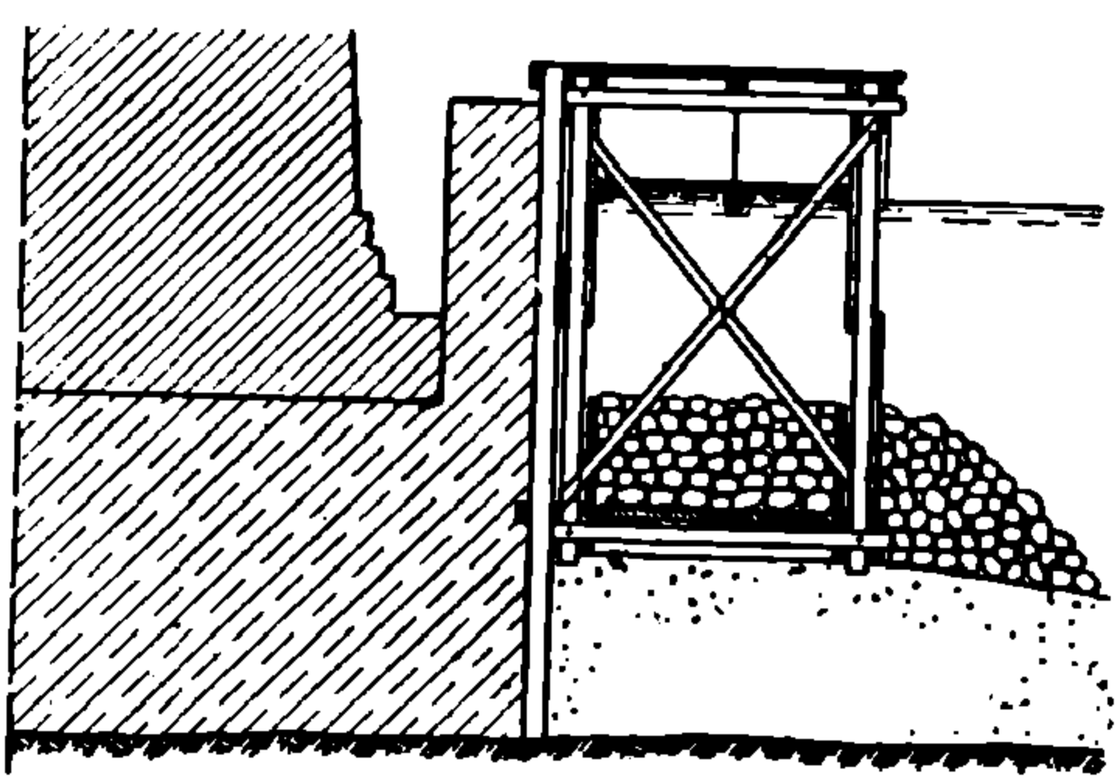


Рис. 215. Перемычки для фундамента моста через Рейн в Кобленце.

перемычки сухого дока на о. Бекгольмен у Стокгольма[1]. Перемычка образует в плане полуокружность и упирается одним концом в гранитную скалу, а с другой стороны в существующее бетонное сооружение. Вся поверхность разделяется отдельными, находящимися на расстоянии 5 *м* друг от друга вертикальными столбами, между которыми заложены в распор более тонкие плиты. Перемычка имеет высоту 9,5 *м*; толщина плит 0,70 *м*. После того как покрывавшие скалу слои глинистого грунта в пределах перемычки были убраны, прежде всего были поставлены бетонные стлбы. Для этого собранную над водой опалубку в совершенно готовом виде погружали в воду, закрепляли анкерами и опускали бетон в воду посредством трубы с воронкой. Затем после удаления опалубки к столбам прикреплялась опалубка для плит, которые бетонировались также под водой; бетон употреблялся литой.

Перемычка в виде свода применялась в устройстве шахты в гамбургском тоннеле под р. Эльбой[2]. Эта шахта опущена сквозь весьма водоносные слои мергеля, расположенные над глинистым грунтом, причем все внимание обращено было на защиту шахты от сильного притока воды. После больших усилий в несовершенных железных шпунтовых стенках был выкопан в виде кольца котлован, заполненный затем бетоном.

---

[1] „Teknisk Tidskrift“, 1925, вып. 4; „Bautechnik“, 1925, стр. 781, рис. 1, 2 и 4.
[2] „Z. d. V. d. I.“, 1912, стр. 1307.

НТБ ДНУЖТ

Бетонные перемычки устраивались также следующим образом. После подводного бетонирования сплошной бетонной подошвы на небольшом расстоянии от ограждающего шпунтового ряда в свежий бетон углублялась легкая, несколько возвышавшаяся над поверхностью воды шпунтовая стенка; затем под водой бетоном заполнялся промежуток между стенками и после твердения этой бетонной стенки из огражденного ею пространства выкачивалась вода. Бетонная стенка, служившая в качестве перемычки, входила затем в состав сооружения. Такая конструкция неоднократно применялась в постройке доков и шлюзов; в настоящее время она потеряла свое значение и применяется в редких случаях, хотя ее можно рекомендовать для устройства фундаментов под мостовые опоры, — мост через Рейн в г. Кобленце (рис. 215)[1].

Рабочие подмости собирались на берегу и устанавливались на месте с загрузкой камнем. После этого с подмостей была забита вплоть до скалы шпунтовая стенка, а потом удален гравий до скалы и отсыпан бетонный слой под водою посредством воронок. В границах наружного ряда на расстоянии 1,50 *м* от него нижним заостренным концом была забита в бетон шпунтовая стенка меньшего размера, а пространство между обеими стенками заполнено бетоном. Затем под защитой бетонной перемычки выведена каменная кладка быка, после чего снята перемычка.

Перемычки подобной конструкции устраивались очень часто.

8. Прочие конструкции перемычек.

При постройке нового въезда в Гранмерские доки в Биркенхеде у Ливерпуля[2] устроена перемычка из бетонных массивов, которые после того вошли в конструкцию сооружения; размеры массивов 1,00 × 1,20 × 2,30 *м*. Для перемещения их служил кран; в верхней их стороне закладывалось по две петли для зацепления крючьями крана. Массивы нагромождались в виде дамбы шириной понизу 9,15 *м*, а поверху — 3,40 *м*.

Дно котлована расположено на 13,40 *м* ниже горизонта воды. Сперва скалистое основание очищалось водолазами при помощи подававшейся под давлением воды, затем укладывался под водою слой бетона толщиною в 0,30 *м* и нижний ряд массивов на цементном растворе. Последующие ряды укладывались с перевязкой швов, но без употребления раствора. Для изоляции от воды в вертикальных и горизонтальных швах с передней стороны массивов выбирались пазы со скошенными стенками, в которые закладывались пеньковые рукавчики, пневматически наполнявшиеся цементным раствором (рис. 216). Все эти работы производились под водою водолазами. На протяжении $5^1/_2$ месяцев было уложено таким образом 3000 массивов общим объемом 6200 $м^3$; водонепроницаемость перемычки оказалась удовлетворительной.

При постройке перепада в Кахлете у Пассау применена перемычка системы Шена (рис. 217). Перемычка по своей конструкции напоми-

---

[1] „Zeitschr. f. Bauv.“, 1881, стр. 98.

[2] „The Dock and Harbour. Anthority“, 1926, стр 202; рис. 216 заимствован оттуда.

НТБ ДНУЖТ

нает спицевую плотину с заменой спиц досками толщиною 8 *см*, прибитыми к деревянным прогонам. Железные рамы укреплены своими опорами в высверленных отверстиях. Укрепление устроено таким образом, что может управляться без помощи водолазов; с этой целью на нижних концах коробчатых стержней рам прикреплены стальные отливки, на которые насажена газовая труба, снабженная продольными

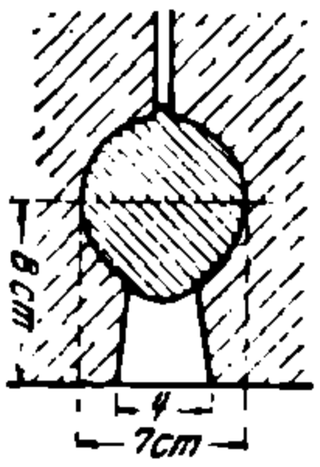
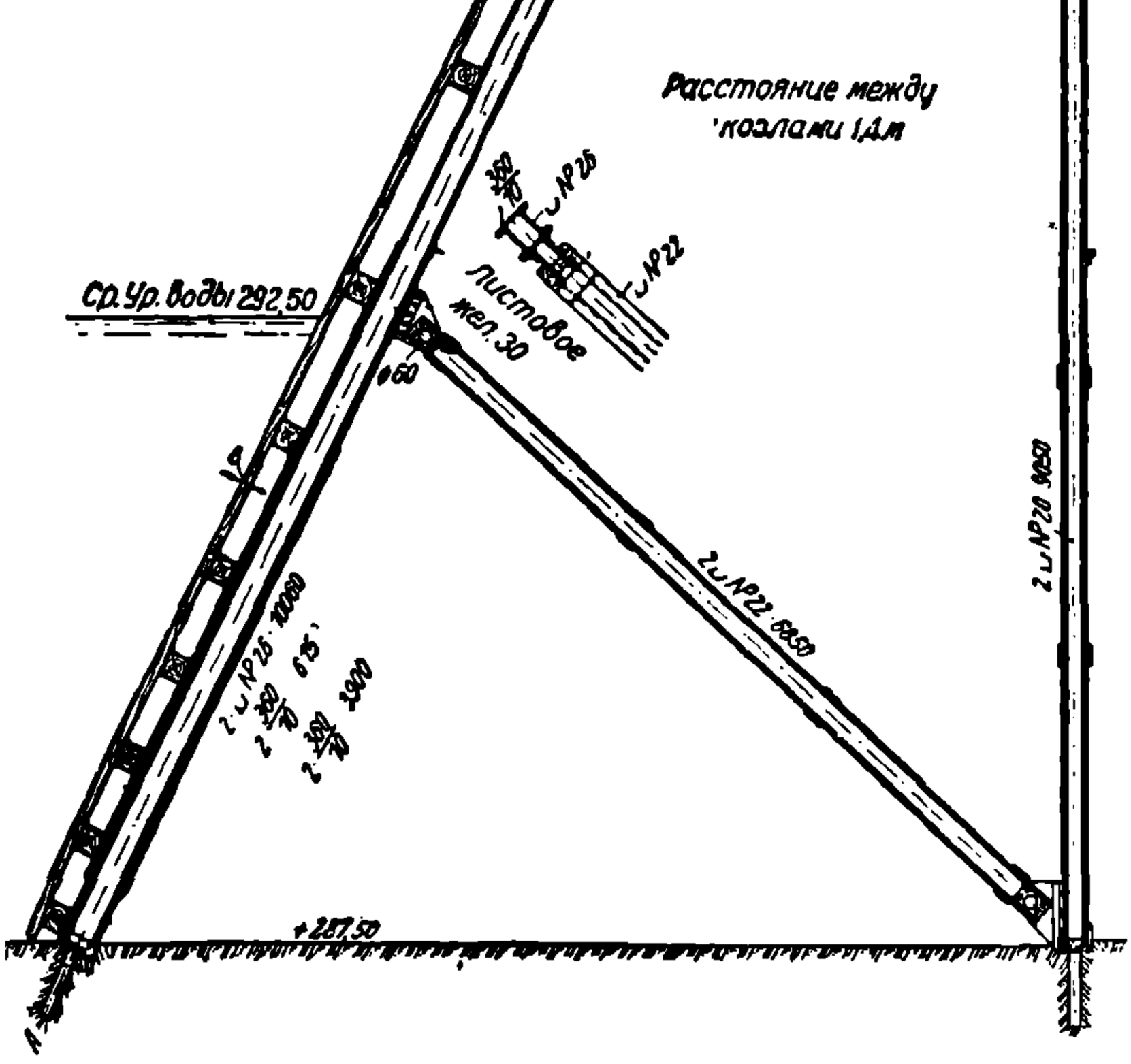


Рис. 216. Перемычка из бетонных массивов. Траймерский док в Биркенхеде. Изоляция зазоров между массивами, 1926 г.



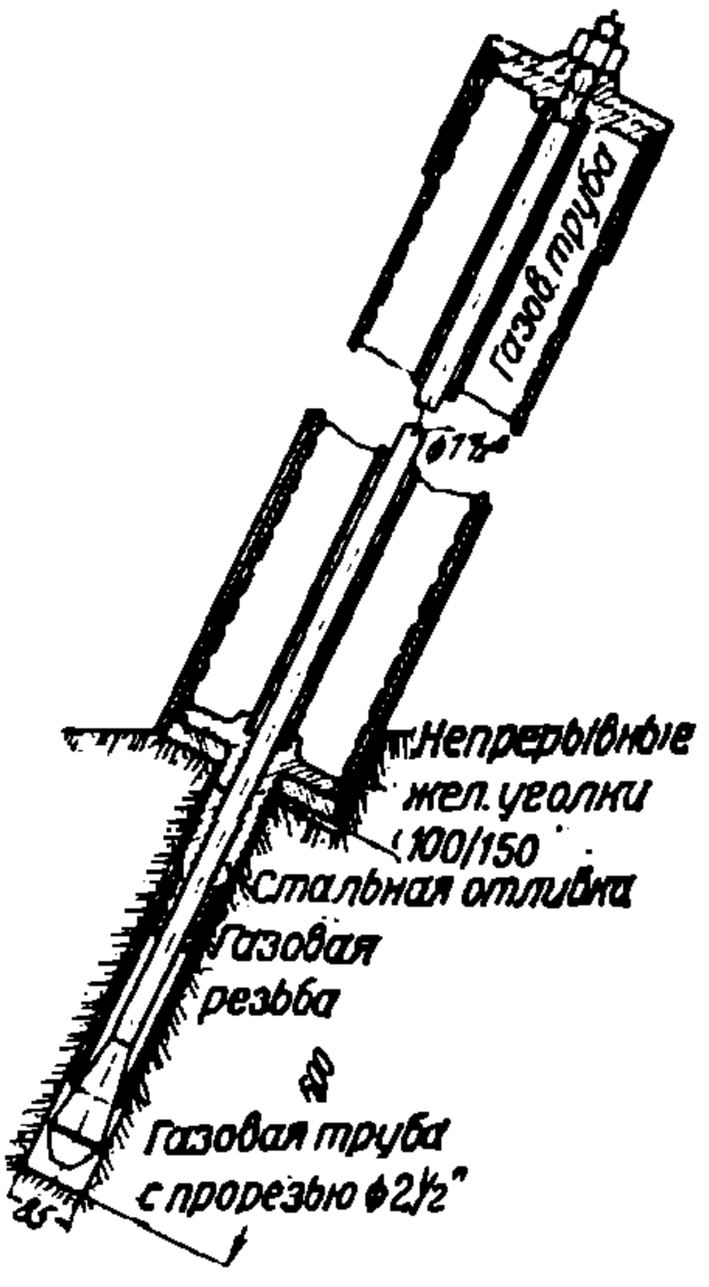


Рис. 217. Перемычка по системе Шена
a) общее расположение, b) детали балки $A-A$.

прорезями. Через стержни, стальные отливки и газовую трубу пропущен круглый железный прут, имеющий снизу утолщение, а сверху опирающийся посредством винтовой гайки на шайбу, вделанную в верхнюю часть стержня. Если подтягивать гайку, то утолщенный конец железного прута входит в газовую трубу, поднимает ее к верху и прижимает к стенкам высверленного отверстия.

Во время разборки перемычки деревянные прогоны, которые только крепко защемлены у рам, освобождаются, дощатые щиты всплывают кверху, закрепление опорных частей рам ослабляется в результате отпуска гаек, и при помощи легкого крана рамы вытаскиваются наружу. Перемычка в Кахлете работала под напором воды

НТБ ДИИТ

высотой до 8 *м*[1] и оказалась при этом водонепроницаемой. По стоимости она как будто только немногим превышает земляную дамбу, причем возможность повторного ее применения при этом не учитывается.

9. Расчет перемычек.

Земляные перемычки. Прочность земляных дамб на скольжение обусловлена выражением:

$$\mu \cdot G > W, \tag{35}$$

где μ — обозначает коэфициент трения грунта,
G — вес земляной дамбы,
W — давление воды.

Коэфициент трения принимается для суглинка и глины около 0,3, для песчаного грунта — 0,5. Вес объемной единицы земляной дамбы γ_e следует при расчете уменьшить на удельный вес воды. Тогда, вводя обозначения на рис. 218:

$$\frac{1}{2}\gamma\mu \cdot (\gamma_e - 1)(a+b)h > \frac{1}{2}h^2; \tag{35a}$$

$$a+b > \frac{h}{\mu \cdot (\gamma_e - 1)} \cdot \tag{35b}$$

При $\gamma_e = 1{,}6$ дамба не может скользить, если

$$\begin{cases} a+b > 5{,}6\ h, & \text{когда } \mu = 0{,}3, \\ a+b > 3{,}3\ h & \mu = 0{,}5. \end{cases} \tag{35c}$$

Двойной шпунт с заполнением. Глубина забивки шпунта определяется таким же образом, как и для отдельно стоящих шпунтовых стенок, причем значения усилий от давления земли и воды принимаются отдельно для каждой стенки. Сверх того следует поверять устойчивость перемычки, считая ее как одно целое сооружение, которое испытывает давление земли и напор воды, действующие на наружную стенку снаружи, а на внутреннюю — изнутри. При этом ввиду временного назначения сооружения можно допустить более высокие напряжения, чем обычно.

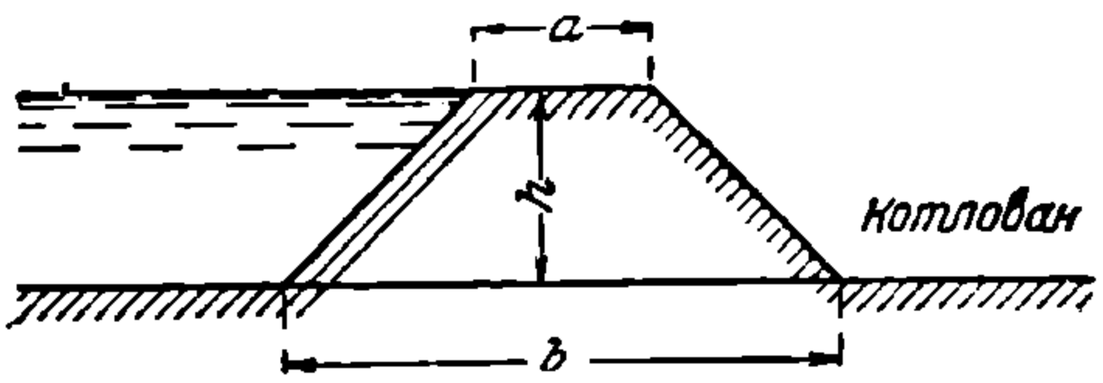


Рис. 218. Земляная перемычка.

При определении толщины стенок следует учесть их распор и натяжение анкеров. Так как изменения в длине распорок и анкеров по сравнению с прогибами стенок бесконечно-малы, то прогибы обеих стенок в точках приложения распорок и анкеров можно считать равными; исходя из этого, можно определить напряжения в стенках.

[1] „Bautechnik", 1926, стр. 328.

НТБ ДНУЖТ

Примем следующие обозначения (рис. 219):

X — усилие в распэрке на глубине = 1;

$M_{1\,max}$ — наибольший изгибающий момент 1 стенки для протяжения = 1;

I_1 — момент сопротивления 1 стенки на протяжении = 1;

e_1 — расстояние крайнего волокна от нейтральной оси поперечного сечения 1 стенки;

e_1 — отношение основания треугольника к его высоте; основание изображает давление земли и напор воды, действующие на стенку;

δ_1 — прогиб 1 стенки в месте приложения распорки:

E — Модель упругости стенок.

Тогда:

$$\delta_1 = \frac{e_1}{120\,EJ_1}\,(4h_1^5 - 5ah_1^4 + a^5) - \frac{1}{3\,EI_1}\,X\,(h_1 - a)^3 =$$

$$= \delta_2 = \frac{e_2}{120\,EJ_2}\,(4h_2^5 - 5ah_2^4 + a^5) + \frac{1}{3\,EI_2}\,X\,(h_2 - a)^3. \qquad (36)$$

Отсюда получаем:

$$X = \frac{e_1 J_2\,(4h_1^5 - 5ah_1^4 + a^5) - e_2 J_1\,(4h_2^5 - 5ah_2^4 + a^5)}{40\,[J_2(h_1 - a)^3 + J_1(h_2 - a)^3]}. \qquad (37)$$

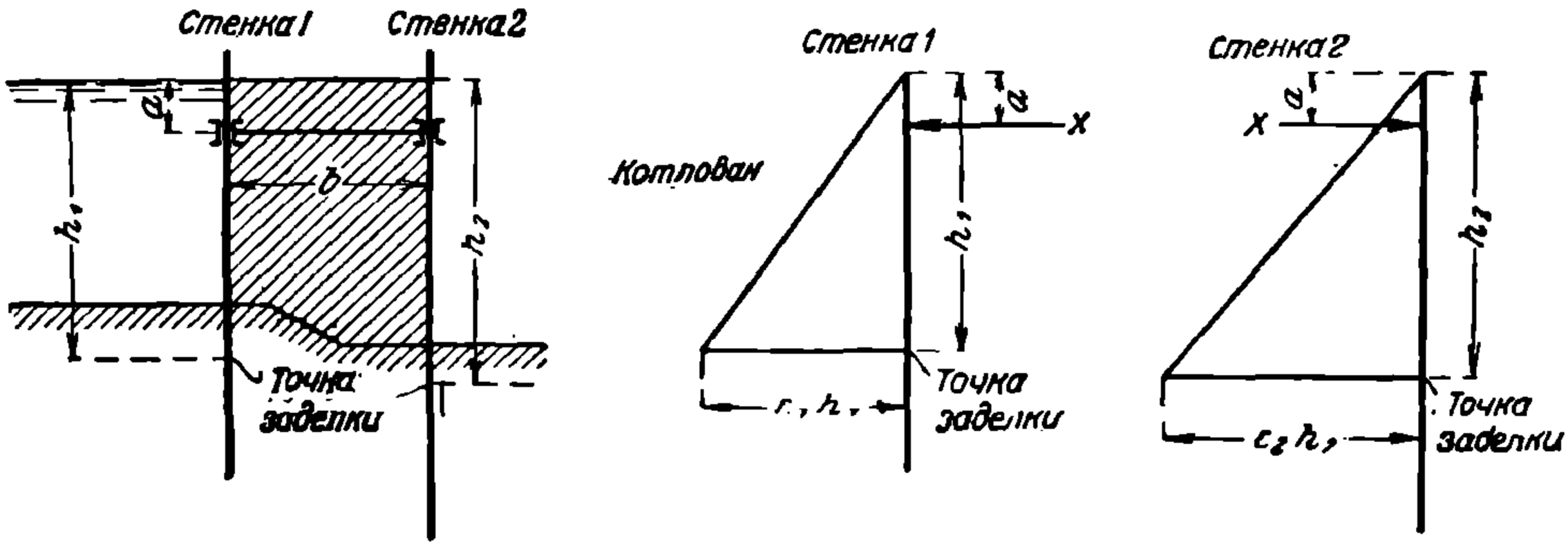


Рис. 219. Открытая двойная перемычка.

Здесь X обозначает сжатие до тех пор, пока $e_1 > e_2$. Наибольшие напряжения на изгиб в стенках *1* и *2* равняются:

$$\sigma_{1max} = \frac{M_{1max} \cdot e_1}{J_1} = \frac{e_1}{I_1}\left[\frac{1}{6}\,e_1 h_1^3 - X\,(h_1 - a)\right]; \qquad (38)$$

$$\sigma_{2max} = \frac{M_{1max} \cdot e_2}{J_2} = \frac{e_2}{I_2}\left[\frac{1}{6}\,e_2 h_2^3 + X\,(h_2 - a)\right]; \qquad (39)$$

Задаваясь различными значениями J_1, J_2, e_1 и e_2 можно определить напряжения, соответствующие различным случаям нагрузки. В зависимости от результатов следует изменить принятые значения моментов инерции.

НТБ ДНУЖТ

Уравнение (37) можно упростить, если $a = 0$:

$$X = \frac{e_1 J_2 h_1^5 - e_2 J_1 h_2^5}{10(I_2 h_1^3 + I_1 h_2^3)}. \tag{37a}$$

При $a = 0$ и $h_1 = h_2$:

$$X = h^2 \frac{e_1 J_2 - e_2 J_1}{10(I_2 + I_1)}. \tag{37b}$$

Если сверх того еще $I_1 = I_2 = I$, тогда

$$X = \frac{1}{20} h^2 (e_1 - e_2). \tag{37c}$$

Наружная стенка подвергается снаружи давлению воды, которому изнутри противодействует давление заполнения. Это последнее не

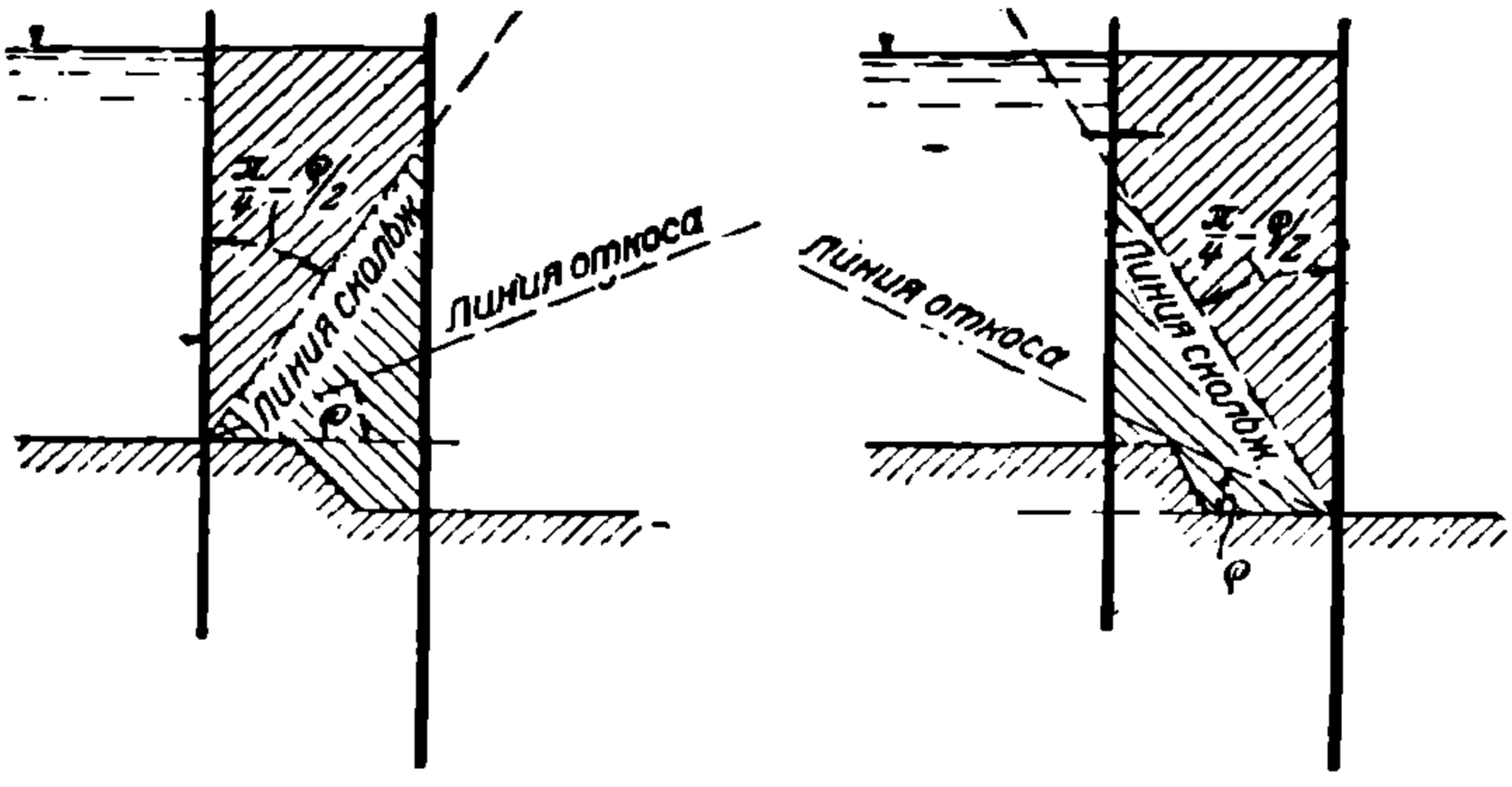


Рис. 220. Двойная перемычка.

может однако достигнуть полной величины отпора (пассивного давления) земли; его значение принимаем равным активному давлению. Внутренняя стенка испытывает только активное давление земли. У обеих стенок это последнее не достигает своего полного значения, если перемычка настолько узка, что линия скольжения, проведенная через опорную часть одной стенки, пересекает другую стенку ниже верхнего края засыпки (рис. 220). В этом случае давление земли следует соответствующим образом уменьшить.

Тогда

$$e_1 \geqq \gamma_w - \gamma_e \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} \mp \frac{\rho}{2} \right); \tag{40}$$

$$e_2 \leqq \gamma_e \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2} \right), \tag{41}$$

где $\gamma_w = 1$ — удельный вес воды,
γ_e — объемный вес грунта засыпки,
ρ — угол естественного откоса засыпки.

Наружная стенка перемычки подвергается наибольшему давлению, если грунт засыпки сухой (1-й случай), а внутренняя, — если этот грунт насыщен водой (2-й случай).

НТБ ДНУЖТ

Случай 1-й:

Сухой песчаный грунт $\gamma_e = 1{,}6$; $\rho = 35°$.

$$\varepsilon_1 \geqq 1 - 1{,}6 \cdot 0{,}271 \geqq 0{,}57;$$
$$\varepsilon_2 \leqq 1{,}6 \cdot 0{,}271 \leqq 0{,}43.$$

Сухая глина или суглинок $\gamma_e = 1{,}6$; $\rho = 45°$.

$$\varepsilon_1 \geqq 1 - 1{,}6 \cdot 0\,172 \geqq 0{,}72;$$
$$\varepsilon_2 \leqq 1{,}6 \cdot 0{,}172 \leqq 0{,}28.$$

Случай 2-й

Мокрый песчаный глинисый или суглинистый грунт $\gamma_e = 2{,}0$; $\rho = 25°$.

$$\varepsilon_1 \geqq 1 - 2{,}0 \cdot 0{,}406 \geqq 0{,}19;$$
$$\varepsilon_2 \leqq 2{,}0 \cdot 0{,}406 \leqq 0{,}81.$$

В 1-м случае сила X, вызывающая усилие в верхней распорке, дает сжатие, а во 2-м случае — растяжение. Поэтому при устройстве перемычки согласно рис. 219 верхние распоры должны состоять из сжатых распорок и тяжей работающих на растяжение.

За свободную высоту перемычки (h_1 и h_2) следует принимать высоту ее до точки, в которой стенку можно рассматривать как полностью заделанную, а не только до уровня дна. Для простоты не учитывается, что действие треугольника давления простирается, собственно говоря, только до дна, а условия более благоприятны.

При одинаковой свободной высоте стенок ($h_1 = h_2$) внутренняя из них согласно изложенному может быть подвержена значительно бо́льшим напряжениям, чем наружная. Такой случай может однако наступить только тогда, когда засыпка вследствие неплотности наружной стенки пропитывается водою. Так как при хорошем состоянии перемычек наружная стенка подвергается более значительному напряжению, то в большинстве случаев обеим стенкам следует придавать одинаковую толщину и путем введения добавочных связей передать на наружную стенку перегрузку внутренней.

Пример. Песчаная засыпка и железные шпунтовые стенки $h_1 = 5$ *м*, $h_2 = 6$ *м*; $a = 0{,}5$ *м* (h_1 и h_2 считаются не до уровня дна, а до точки защемления стенки). Согласно уравнениям (37—39):

$$X = \frac{\varepsilon_1 I_2 (4 \cdot 5^5 - 5 \cdot 0{,}5 - 5^4 + 0{,}5^5) - \varepsilon_2 I_1 (4 \cdot 6^5 - 5 - 0{,}5 \cdot 6^4 + 0{,}5^5)}{40 (I_2 \cdot 4{,}5^3 + I_1 \cdot 5{,}5^3)} =$$
$$= \frac{10\,940\,\varepsilon_1 I_2 - 27\,860\,\varepsilon_2 I_1}{36\,45\,I_2 + 6655\,I_1};$$

$$\sigma_{1max} = \frac{e_1}{I_1}\left(20{,}8\,\varepsilon_1 - 4{,}5\ \frac{10\,940\,\varepsilon_1 J_2 - 27\,860\,\varepsilon_2 J_1}{3645\,I_2 - 6655\,I_1}\right);$$

$$\sigma_{2max} = \frac{e_2}{I_1}\left(36\,\varepsilon_2 + 5{,}5\ \frac{10\,940\,\varepsilon_1 J_2 - 27\,860\,\varepsilon_2 J_1}{3645\,I_2 + 6655\,I_1}\right).$$

Если обеим стенкам придать одинаковую толщину, то при $W = \frac{J}{e}$ (момент сопротивления для глубины 1):

$$\sigma_{1max} = \frac{1}{W}\,(16\,\varepsilon_1 + 12{,}2\,\varepsilon_2);$$
$$\sigma_{2max} = \frac{1}{W}\,(5{,}8\,\varepsilon_1 + 21{,}1\,\varepsilon_2).$$

НТБ ДНУЖТ

Предполагая, что линия скольжения, как уже объяснено выше, не выходит за пределы засыпки, на основании уравнений (40) и (41) получаем:
для 1-го случая ($\varepsilon_1 = 0{,}57$; $\varepsilon_2 = 0{,}43$):

$$\sigma_{1max} = \frac{14{,}3}{W}; \qquad \sigma_{2max} = \frac{12{,}4}{W};$$

для 2-го случая ($\varepsilon_1 = 0{,}19$; $\varepsilon_2 = 0{,}81$)

$$\sigma_{1max} = \frac{12{,}9}{W}; \qquad \sigma_{2max} = \frac{18{,}3}{W}.$$

Таким образом наибольшее напряжение вызывается во 2-м случае в стенке *2*. Применяем «цельный Ларсен» размер № 11 со штампованным замком. Так как наибольший момент стенки соответствует месту заделки и при появлении наибольшего напряжения в стенке *2* засыпка вдавливается в замок (при напряжении стенки *1* грунт давлением воды выдавливается из замка, что менее благоприятно), — в расчет можно вводить полный момент сопротивления (по каталогу):

$$W = 849 \ см^3 - \frac{0{,}849}{1000} \ м^3.$$

Отсюда следует

$$\sigma_{2max} = \frac{18{,}3 \cdot 1000}{0{,}849} = 21\,600 \ т/м^2 = 2160 \ кг/см^2.$$

Для определения наибольшего напряжения в *1* стенке следует вводить в расчет момент сопротивления, уменьшенный в 0,8 раза:

$$\sigma_{1max} = \frac{14.3 \cdot 1000}{0{,}8 \cdot 0{,}849} = 21\,100 \ т/м^2 = 2110 \ кг/см^2.$$

Если применять сталь, обладающую сопротивлением, равным по крайней мере сопотивлению высокосортной строительной стали германского стандарта № 48 (допускаемое напряжение, согласно прусским правилам для надземных сооружений от 25 февраля 1923 г., $\sigma_{доп} = 1560 \ кг/см^2$, предел пропорциональности 3120 $кг/см^2$), то эти напряжения должны считаться допустимыми.

Если на высоте верхнего ряда распорок и тяжей перемычка укреплена в горизонтальном направлении со стороны котлована, так что

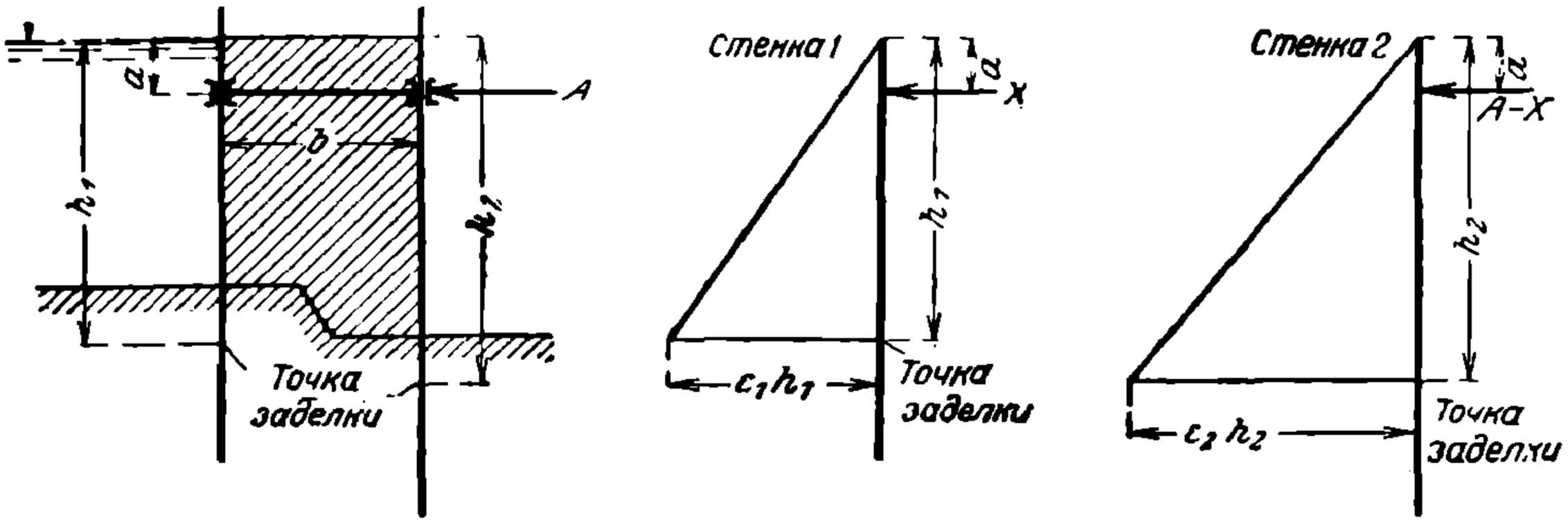


Рис. 221. Двойная перемычка с распорами.

распоры воспринимают усилие A для глубины $= 1$, то прогибы стенок на высоте верхнего распорного ряда равны нулю (рис. 221). Из этого условия в связи с уравнениями (36—39) получаем:

$$X(h_1 - a)^3 = \frac{\varepsilon_1}{40}(4h_1^5 - 5ah_1^4 + a^5); \qquad (42)$$

$$(A - x)(h_2 - a)^3 = \frac{\varepsilon_2}{40}(4h_2^5 - 5ah_2^4 + a^5); \qquad (43)$$

НТБ ДНУЖТ

$$X = \frac{e_1}{40(h_1 - a)^3}\ (4h_1^5 - 5ah_1^4 + a^5); \tag{42a}$$

$$A = \frac{e_1}{40\,(h_1 - a)^3}\ (4h_1^5 - 5ah_1^4 + a^5) +$$

$$+ \frac{e_2}{40\,(h_2 - a)}\ (4h_2^5 - 5ah_2^4 + a^5); \tag{44}$$

$$\sigma_{1\max} = \frac{M_{1\max} \cdot e_1}{J_1} = \frac{e_1}{J_1}\left[\frac{1}{6}\ e_1 h_1^3 - \right.$$

$$\left. - \frac{e_1}{40(h_1 - a)^2}\ (4h^{15} - 5ah_1^4 + a^5)\right]; \tag{45}$$

$$\sigma_{2\max} = \frac{M_{2\max} \cdot e_2}{J_2} = \frac{e_2}{J_2}\left[\frac{1}{6}\ e_2 h_1^3 - \right.$$

$$\left. - \frac{e_2}{40(h_2 - a)^2}\ (4h_2^5 - 5ah_2^4 + a^5)\right]. \tag{46}$$

Если $a = 0$ и $h_1 = h_2 = h$, то:

$$X = \frac{1}{10}\ e_1 h^2; \tag{42b}$$

$$A = \frac{1}{10}\ (e_1 + e_2)\ h^2; \tag{44a}$$

$$\sigma_{1\max} = \frac{1}{15} \cdot \frac{e_1}{J_1}\ e_2 h^3; \tag{45a}$$

$$\sigma_{2\max} = \frac{1}{15} \cdot \frac{e_1}{J_1} \cdot e_2 h^3. \tag{46a}$$

Пример. Песчаная засыпка и железные шпунтовые стенки $h_1 = h_2 = 10$ *м* (h_1 и h_2 считаются не до уровня дна, а до точки заделки стенки).

Согласно последним четырем уравнениям:

$$X = \frac{1}{10} e_1 \cdot 100; \qquad \sigma_{1\,\max} = \frac{1000}{15} \cdot \frac{e_1}{W};$$

$$A = \frac{1}{10}(e_1 + e_2) \cdot 100; \qquad \sigma_{2\,\max} = \frac{1000}{15} \cdot \frac{e_2}{W}.$$

Ввиду того что для 1-го случая
$e_1 = 0{,}57$, и $e_2 = 0{,}43$, а для 2-го случая
$e_1 = 0{,}19$ и $e_2 = 0{,}81$, самые невыгодные значения составляют:

$$X = \frac{1}{10} \cdot 0{,}57 \cdot 100 = 5{,}7\ т/м \text{ (1-й случай);}$$

$$A = \frac{1}{10} \cdot 100 = 10\ т/м \text{ (в обоих случаях);}$$

$$\sigma_{1\,\max} = \frac{1000 \cdot 0{,}57}{15\ W} = \frac{38}{W} \text{ (1-й случай);}$$

$$\sigma_{2\,\max} = \frac{1000 \cdot 0{,}81}{15\ W} = \frac{54}{W} \text{ (2-й случай).}$$

НТБ ДНУЖТ

Если применять „цельный Ларсен“ размер V со штампованным замком и для расчета стенки *2*, как и в предыдущем примере, принять полное значение момента сопротивления $W = 2962\ см^3 = 0{,}002962\ м^3$, а для стенки *1* взять его в 0,8-кратном размере, то получим:

$$\sigma_{1\ max} = \frac{38}{0{,}8 \cdot 0{,}002962} = 16\,000\ т/м^2 = 1600\ кг/см^2;$$

$$\sigma_{2\ max} = \frac{54}{0{,}002962} = 18\,200\ т/м^2 = 1820\ кг/см^2.$$

По тем же соображениям, которые приведены в предыдущем примере, эти напряжения можно считать допустимыми в случае применения литой стали ОСТ 37 ($\sigma_{доп} = 1200\ кг/см^2$, предел пропорциональности 2400 $кг/см^2$).

3. Водоотлив.

а) Откачка воды из котлована.

Под водоотливом разумеют вычерпывание или выкачивание накапливающейся при рытье котлована воды, чтобы выемка грунта и возведение сооружения могли производиться насухо. С этой целью воду отводят к одному сборному месту, называемому «приямком», который по мере выемки котлована помещается в наиболее глубоком месте, чтобы вода легко могла к нему стекать и удаляться от него насосом. В конечном положении «приямок» располагается ниже подошвы фундамента и, если имеется какая-нибудь возможность, то и за пределами сооружения, так как в противном случае осложняется производство работ. Уровень воды в приямке следует поддерживать на такой глубине, чтобы в него могла стекать вода со всей площади котлована. Приямок должен иметь объем, при котором он может служить регулирующим бассейном между притоком воды и откачкой ее насосами, а глубина такова, чтобы даже в случае некоторого неизбежного заноса песком водоотлив не прекращался; кроме того он должен быть удобен для осмотра и исправления. Стенки приямка могут быть устроены откосом; однако в большинстве случаев в целях соблюдения экономии при рытье котлована, приямок укрепляется в виде колодца. Если сооружение ограждается шпунтом, то в нем делается уступ для приямка, а перемычки отодвигаются настолько, чтобы между ними и фундаментом образовалось место для приямка.

Сток к приямку должен постоянно находиться под наблюдением. Если котлован окружен шпунтовыми стенками, то с их наружной стороны устраивается канава для отвода к приямку воды, выступающей со стенки дна котлована и притекающей снаружи поверхностной. При продолжительном сроке постройки откосы канавы должны быть обеспечены от размыва, а в необходимых случаях заменены лотками или трубами. При небольших количествах воды вместо канав или каналов достаточно устраивать сточные лотки из щебня или камня. С успехом можно использовать и дренажные трубы. Водоотвод должен быть устроен таким образом, чтобы вода поступала к приямку как можно скорее. Особенно хорошо должна отводиться вода с поверхности основания, чтобы поверхность основания при закладке фундамента не подвергалась разрыхлению и сохранила свое первоначальное положение и прочность. Крупные осаждающиеся и

НТБ ДНУЖТ

плавающие предметы не должны попадать в приямок, и задерживаются особыми приспособлениями в виде проволочных сеток, фашин, хворостинных куч и т. д. Необходимо не допускать в котлован внешних вод и принимать меры к обеспечению возможности отвода всей притекающей даже при самых необычных условиях (при проливных дождях) воды.

Во многих случаях может представиться возможность спустить воду в лежащие глубже проницаемые слои посредством подземного дренажа без откачки. При постройке Гильддесгеймского канала[1] спуск воды *из котлована произведен* в русло канала через буровые отверстия 45 *м* длины, пройденные буром диаметром 180 *мм* в глинистом грунте; отверстия укреплены обсадными трубами.

Приток воды зависит от размеров котлована, его ограждения от водных и грунтовых условий, а в некоторых особых случаях также от расстояния до открытого водоема. Отсюда ясно, что при разнообразии условий предварительное определение количества подлежащей откачке воды едва ли возможно [2], но некоторые указания можно почерпнуть из практических данных осуществленного при одинаковых условиях водоотлива; в остальных случаях насосные установки должны удовлетворять требующейся производительности, а с другой стороны, допускать такое использование по частям, чтобы в случае значительно меньшей потребности работа насосов оставалась экономически выгодной.

При сильном притоке воды водоотлив не всегда возможен даже в случае увеличения мощности насосов; так, если в мелком песчаном грунте насосы вместе с водой начнут подавать песок, значит есть опасность разрыхления и вымывания грунта; в этом случае откачку необходимо прекратить и часто приходится выбирать для устройства основания какой-нибудь другой способ (понижение уровня грунтовых вод, применение сжатого воздуха и т. п.). Равным образом при водоотливе в мелком песчаном грунте может случиться и так, что нарушенное водоотливом равновесие внезапно снова восстанавливается от осадка песка, которая происходит отдельными толчками. Особенно трудно понизить уровень артезианской воды. При устройстве оснований на голландском и бельгийском побережьях [3] были затронуты песчаные водоносные слои, расположенные на значительной глубине под высоким давлением, в результате чего песок в большом количестве поднимался вверх в котлован. Обычный водоотлив не мог быть

---

[1] „Zentralbl. d. Bauv.“, 1924, стр. 125.

[2] В качестве основы для предварительных ориентировочных подсчетов Бреннеке в 3-м издании настоящей книги приводит уравнение $N = \frac{F}{150} \cdot h$, где N обозначает мощность насосов в лошадиных силах, F в $м^2$—площадь котлована, а h — высоту подъема воды в *м*. При расходе воды в Q $м^3/сек$ и к. п. д., равном $^2/_3$, что для центробежных насосов с ременной передачей, установленных на самом месте работ, примерно соответствует действительности, $N = \frac{3}{2} \cdot \frac{1000}{75} \cdot Qh$, а следовательно $Q = \frac{1}{3000} F$ $м^3/сек = 1{,}2$ $м^3/час$, т. е. при выводе приведенного выше уравнения было принято что насосы в течение 1 часа должны справиться со слоем воды высотой в 1,2 *м* по всей площади котлована. Такое предположение произвольно, что признает и Бреннеке.

[3] Gehonnopp, Gefährdete Baugruben, „Bautechnik“, 1925, стр. 308 и 345.

НТБ ДНУЖТ

осуществлен на этих работах, и устройство основания стало возможным только благодаря работе фильтрационных колодцев.

В подобных условиях проходила постройка [1] двух соседних быков моста в шпунтовом ограждении; шпунты прорезали болотные наплаστования и выходили в мелкий песок. Из первого отделения шпунта слабый грунт выбран с водоотливом, после чего вода снова поднялась до прежнего уровня.

Когда же этот грунт был удален с водоотлива до песка второго отделения, песок внезапно поднялся вверх, причем горизонт воды в первом отделении понизился. При выемке из первого отделения обнаженное основание испытывало сравнительно небольшой напор, так как вода в грунте вне шпунта частью удерживалась капиллярностью. Во втором же отделении основание испытывало давление от воды первого отделения. Под давлением избыточного давления трение в песчаном грунте в конце концов было преодолено, песок «поплыл» и поднялся вверх во втором ящике. Этот случай служит доказательством того, что при мелком песчаном грунте обычный водоотлив может производиться только с принятием самых тщательных мер предосторожности.

Центробежные и поршневые насосы следует устанавливать таким образом, чтобы высота всасывания не превышала 8 *м*, а в среднем была не выше 6 *м*. При помощи самых лучших центробежных насосов можно достигнуть в крайнем случае всасывания от 8,5 до 9 *м*. Машины-приводы, в особенности электромоторы, следует однако помещать выше уровня высоких вод, с тем, чтобы при внезапном притоке воды в котлован они не были затоплены. Если это невозможно, то все электромоторы должны устанавливаться по крайней мере так, чтобы в случае опасности они немедленно могли быть подняты на балках выше уровня высоких вод.

Для того, чтобы иметь дело с возможно меньшим натром, выходные отверстия нагнетательных линий следует располагать как можно ниже; в частности при изменяющихся уровнях воды рекомендуется сифонное устройство нагнетательных линий с установкой особых затворов, чтобы не допустить обратного хода воды.

Не следует пропускать нагнетательные линии через перемычку, а нужно проводить их в виде сифона через верх перемычки. При длинных нагнетательных линиях открытые желоба более выгодны, чем трубопроводы, несмотря на потерю в напоре.

Если котлован может быть затоплен или недостаточная высота перемычек не защищает его при особо высоких горизонтах воды, то рекомендуется устраивать *приспособления для затопления* котлованов водою; они дают возможность по усмотрению поднимать уровень воды в котловане без каких-либо разрушений. Одно прекращение водоотлива в таких случаях обычно недостаточно; устраиваются особые сифонные или подводящие линии, проходящие через ограждение котлована. Мощность этих устройств соразмеряется с необходимым временем для наполнения в зависимости от быстроты подъема паводка. Сифонная установка требует особого приспособления, которое в любой момент позволяло бы наполнить водой вершину сифона и образовать в ней засасывание. Место выпуска воды из этого

---

[1] „Zentralbl. d. Bauv.", 1890, стр. 40.

НТБ ДНУЖТ

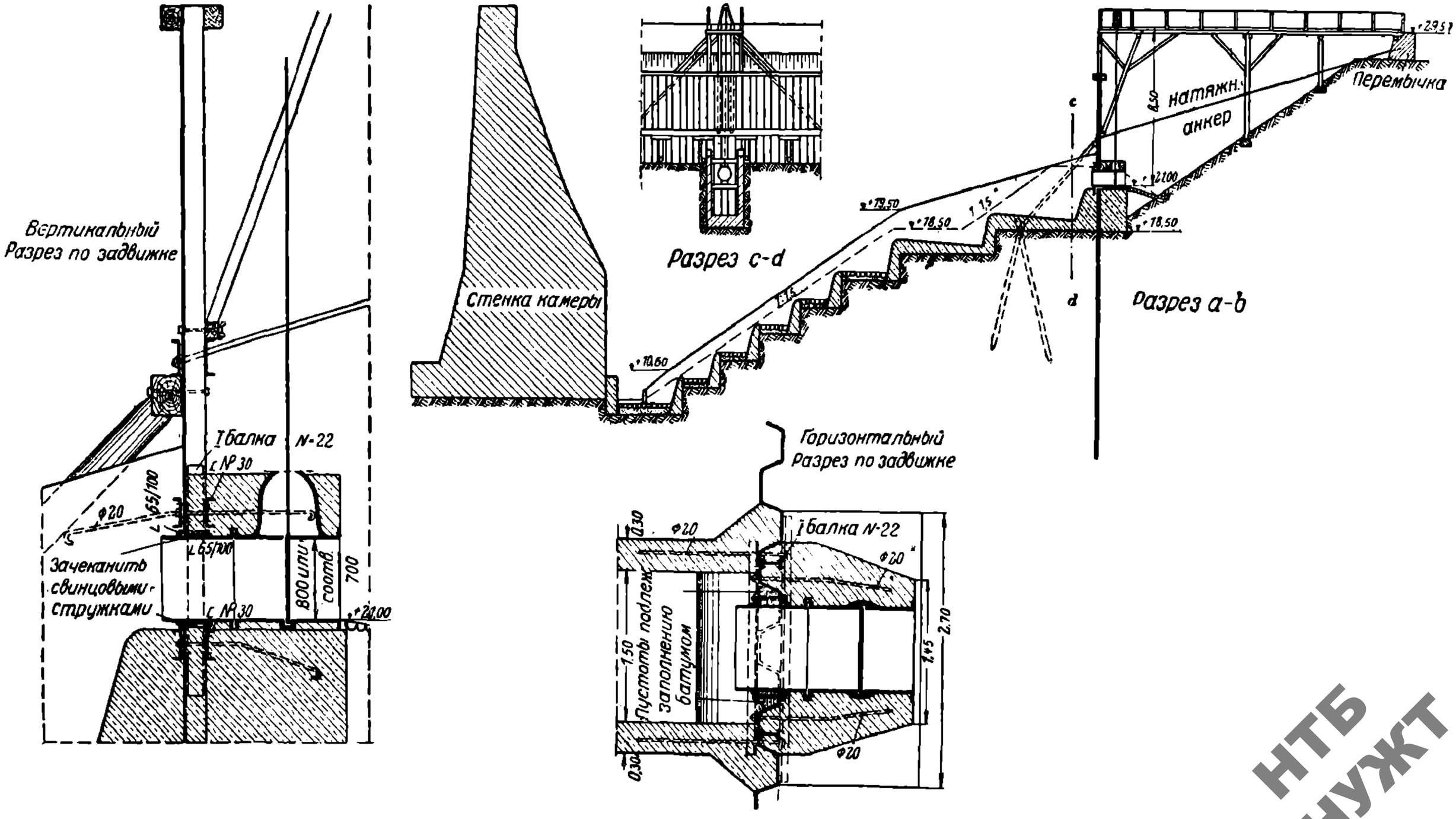


Рис. 222. Приспособление для затопления котлованов (второй шлюз в устье канала Рейн-Герне, 1922—1926 гг.).

НТБ
ДНУЖТ

устройства должно быть обеспечено от размыва, что часто обходится очень дорого.

На рис. 222 [1] изображено устройство, примененное при сооружении второго шлюза в устье Рейнско-Гренского канала в Рурортской гавани. Поперечный разрез котлована приведен уже раньше на рис. 194. Как уже сказано выше, при высоком внешнем горизонте грунтовая вода появлялась внутри перемычки, показанной на рисунке справа, через откос выше железной шпунтовой стенки. При дальнейшем повышении она могла бы устремиться через стену; это устранено приспособлениями для своевременного наполнения котлована водой.

На рисунке показана труба, пропущенная через железную шпунтовую стенку диаметром 80 и 70 *см*, которая в обычное время закрыта задвижкой; при открытой задвижке вода устремлялась к подошве котлована по уступам, укрепленным бетонными ступенями и мощением.

Если в дне котлована в отдельных местах обнаруживаются сильные ключи, то особые перекрытые каналы отводят их к приямку таким образом, чтобы они не могли представлять опасности для фундамента в отношении размыва или подмыва основания. Можно также заключить ключи в помещенный над ними ящик или железную, деревянную, бетонную либо какую-нибудь иную трубу и вместе с сооружением вывести вверх до высоты напора. Каптаж ключа должен быть сделан таким образом, чтобы ключ не мог размыть основания. Такое устройство нередко очень трудно для исполнения и связано с крупными расходами; тем не менее оно обязательно; при этом безразлично, отводится ли вода к приямку или она поднимается вверх; важно только, чтобы способ ее отвода не мог причинить ущерба сооружению. При отведении воды вверх приспособление для каптажа ключа может быть впоследствии в процессе возведения фундамента заполнено бетоном.

Заглушение ключей производится также бетоном под более или менее сильным давлением при помощи забивки свай, трамбованием глины или другими аналогичными способами [2]. Эти вспомогательные средства иногда приводят к цели; следует однако особенно следить, чтобы ключ не выбился в другом месте, где он может быть также опасен.

б) Понижение уровня грунтовых вод.

1. Общие соображения.

Понижение уровня грунтовых вод отличается от обычного водоотлива тем, что перед началом выемки земли уровень грунтовых вод в пределах котлована понижается и во время производства строительных работ удерживается на такой глубине, чтобы выемка земли и возведение сооружений могли производиться насухо. Вода не выступает наружу, как при обычном водоотливе на дне откоса котлована, и не выводится по дну к приямку, а подземными путями в водопроницаемом грунте направляется к водоприемным колодцам, а оттуда наружу. Эти фильтрационные колодцы проникают в водоносные слои ниже по-

---

[1] Заимствовано из „Bautechnik", 1926, стр. 579, рис. 83.

[2] Следует отметить, что заглушение ключей реже приводит к цели, чем отвод их к приямку или заключение в вертикальную трубу. *Прим. ред.*

НТБ ДНУЖТ

дошвы фундамента (рис. 240—243, и сл.). Они подобны фильтрационным колодцам для водоснабжения либо трубчатым диаметром 150—500 *мм* в свету, либо опускным — несколько метров в поперечнике.

Понижение уровня грунтовых вод было впервые применено при сооружении водопроводов [1], а именно: Тимом в 1883 г. при постройке водопровода в Лейпциге, в 1893 г. при сооружении Шарлоттенбургского водопровода в Ванзее и в 1895 — 1896 гг. при постройке такого же водопровода в Юнгферигейде. Трубчатые колодцы водоснабжения сначала использовались для осушения водоносных пластов, в которые закладывались затем соответствующие сооружения (например водосборные шахты).

В 1890—1894 гг. при сооружении первых шлюзов в Гэльтенау [2] уровень грунтовых вод понижен на 15 *м* посредством двух колодцев, опущенных при помощи сжатого воздуха вне пространства, огражденного шпунтовыми стенками; наружный диаметр колодцев 5,04 *м*, толщина стенок 0,77 *м*. Низ колодцев опущен на 6—8 *м* ниже подошвы фундамента; внутри колодца в нижней его части помещался фильтр из гравия высотою 3 *м*. Полная величина понижения уровня воды была достигнута после откачки в течение $1^1/_4$ года.

Также при помощи колодцев диаметром около 1 *м* понижен уровень грунтовых вод сначала при постройке водопровода, а затем в течение 1894—1896 гг. при сооружении подземной железной дороги в Будапеште [3].

В 1897 г. [4] впервые применены железные трубчатые колодцы типа обыкновенных водопроводных фильтрационных колодцев для целей, не связанных с устройством водопроводов, а для сооружения двух запасных выпусков из осушительной сети Шарлоттенбурга.

В большем масштабе этот способ применен при постройке берлинского метрополитена в 1900 г. [5]; при дальнейшем его расширени указанная система доведена до высокой степени совершенства.

Применение понижения уровня грунтовых вод растет с начала настоящего столетия сперва при постройке больших сооружений, как-то: шлюзов, метрополитенов, тоннелей под водяными потоками и т. п., а затем после того как строительные предприятия обзавелись необходимым инвентарем — и в сооружениях среднего и меньшего масштабов [6].

Понижение грунтовых вод за последнее десятилетие стало повсеместно настолько обычным, что в печати отмечаются только особенные случаи его применения. Благодаря своим значительным преимуществам, этот способ почти вытеснил подводное бетонирование и весьма ограничил применение сжатого воздуха. Превосходство этого метода

---

[1] „Zentralbl. d. Bauv.“, 1898, стр. 199.
[2] „Zeitschr. f. Bauw.“, 1897, стр. 557 и сл.
[3] „Zentralbl d. Bauv.“, 1895, стр. 543.
[4] Там же, 1898, стр. 73, 88 и 199.
[5] Там же, 1901, стр. 6.
[6] Нужно указать на следующие труды по вопросу о понижении уровня грунтовых вод, в которых имеется описание значительной части приводимых здесь сооружений: Kyrieleis, Über Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten, Берлин 1911; Bergwald, Grundwasserabsenkungen, Мюнхен и Берлин 1917; Enzweiler, Die Grundwasserabsenkungsmethode in ihre Anwendung auf den Unterwassertunnelbau, Дортмунд; Joachim Schultze, Die Grundwasserabsenkung in Theorie und Praxis, Берлин 1924.

НТБ ДНУЖТ

заключается в возможности вести постройку в пределах грунтовых вод в открытом сухэм котловане; сложные работы превращаются, так сказать, в обыкновенные надземные, за которыми самым простейшим образом можно установить наблюдение и которые могут быть

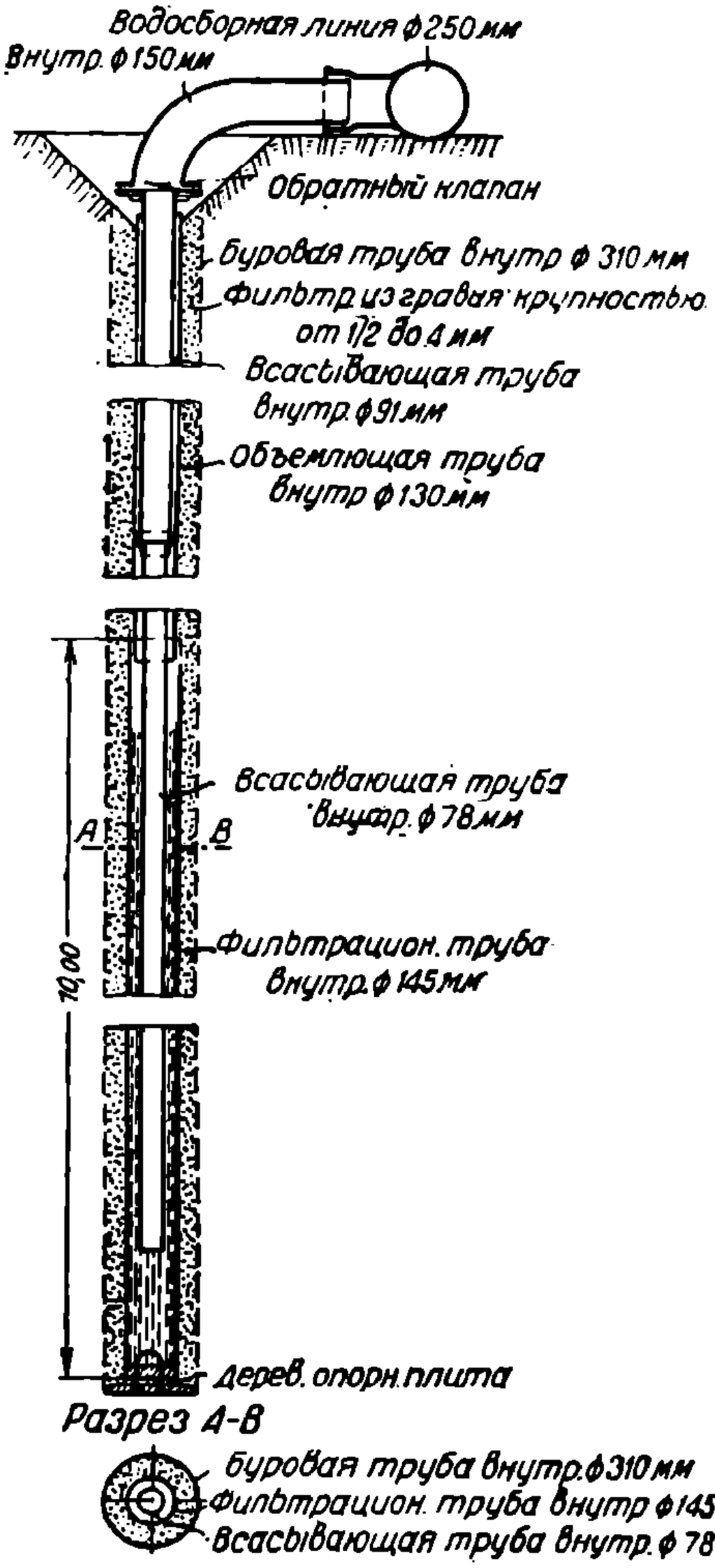


Рис. 223. Фильтрационный колодец для понижения уровня грунтовых вод при постройке морского шлюза в Эмдене (1908—1912 гг.).

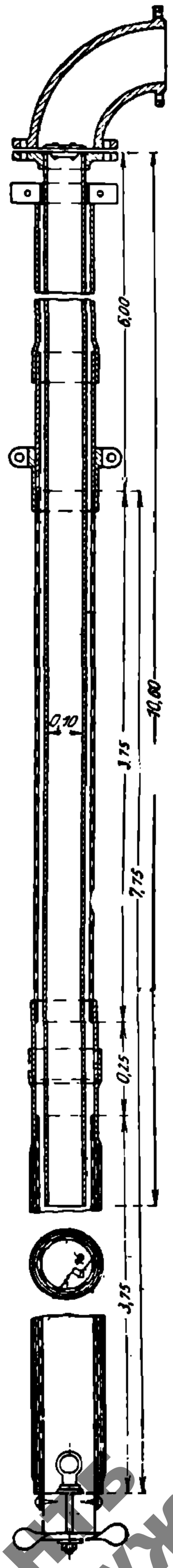


Рис. 224. Фильтрационный колодец для понижения грунтовых вод новых восточных шлюсов на Канале императора Вильгельма (1909—1914 гг.).

КГБ ДНУЖТ

выполнены из самых лучших строительных материалов безукоризненным и надежным способом. Основание на всем протяжении освобождается от воды и делается доступным для осмотра, отпадают подземные работы, в особенности непосредственное погружение бетона в воду с присущими ему многочисленными невыгодными сторонами; изоляции от воды может быть исполнена самым надежным из возможных способов и эффект ее в точности проверен и испытан; бетон имеет достаточно времени для затвердения прежде чем притти в возможное соприкосновение с вредной для него водой. Производство работ насухо в то же время представляется особенно выгодным с экономической стороны, в частности по сравнению с применением сжатого воздуха, вместе с тем не влечет за собою опасности для здоровья рабочих.

Наибольшая глубина понижения воды 22 *м* была достигнута при постройке новых восточных шлюзов (1909—1914 гг.). При постройках на Музейном острове в Берлине (1909—1911 гг.) наибольшее понижение уровня составляло 14,3 *м;* при сооружении двойного шлюза в Везермюнде (1921—1925 гг.) — 17,60 *м*, а при постройке шлюза в Круисштанде около Антверпена (Строительный союз Сименса) — 17,20 *м*. Нет никаких препятствий к тому, чтобы путем увеличения числа дальнейших ярусов понижения достигнуть еще значительно больших глубин. В качестве примера может служить понижение грунтовых вод на производящейся в настоящее время постройке четвертого шлюза в Имуйдене[1]; в штольне, помещающейся между двумя пластами непроницаемого глея, расположенными на глубине 18 и 40 *м*, горизонт грунтовых вод был понижен на 9 *м*, а всего стало быть на 27 *м* ниже среднего горизонта. По мнению руководителей строительного союза Сименса имеется также возможность и в горном деле производить углубление шахт при помощи понижения уровня грунтовых вод.

Понижение уровня грунтовых вод возможно в непосредственной близости от открытых водоемов, равно как и под поверхностными водяными потоками, разумеется, если эти последние не сообщаются с резервуаром подземных вод, уровень которых предполагается понизить. При этом большее значение имеет подтвержденный на опыте факт, что очень часто на дне реки находится слой непроницаемого осадка, отделяющий реку от нижележащего водопроницаемого грунта. Подобные условия имеются например для р. Шпрее в Берлине, что и дало возможность произвести под рекою сооружение тоннеля для подземной железной дороги при помощи понижения уровня грунтовых вод.

2. Отдельные детали установки для понижения уровня грунтовых вод.

а) *Фильтрационные колодцы.* Трубчатый колодец состоит из фильтра и всасывающей трубы. При установке колодца на место сначала загоняется в грунт буровая (обсадная) труба. В этой последней подвешивается фильтрационный колодец, после чего промежуток между обсадной трубой и колодцем заполняется фильтрационным гравием, а обсадная труба извлекается наружу.

На рис. 233, 224 и 225[2] представлено устройство нескольких филь-

---

[1] „Zentralbl. d. Bauv.", 1926, стр. 427; „De Ingenieur", 1924, № 39 и 40.
[2] Рис. 224 взят из „Zeitschr. f. Bauw.", 1913.

НТБ ДНУЖТ

трационных колодцев. В настоящее время в песчаном грунте фильтрационным трубам обычно придают диаметр в 150 *мм*. Фильтры располагаются в водоносных слоях и притом на такой глубине, чтобы при наибольшем требуемом понижении уровня они все еще находились настолько глубоко в воде, чтобы был обеспечен достаточный приток к ним воды.

У обыкновенных фильтрационных колодцев фильтрационная труба изготовляется из оцинкованного листового железа толщиною от 2 до 3 *мм*; в ней проделываются круглые или овальные отверстия. Труба обертывается сначала редкой проволочной сеткой (диаметр отверстия равен примерно 1 *мм* при толщине проволоки в 1 *мм*) или же она

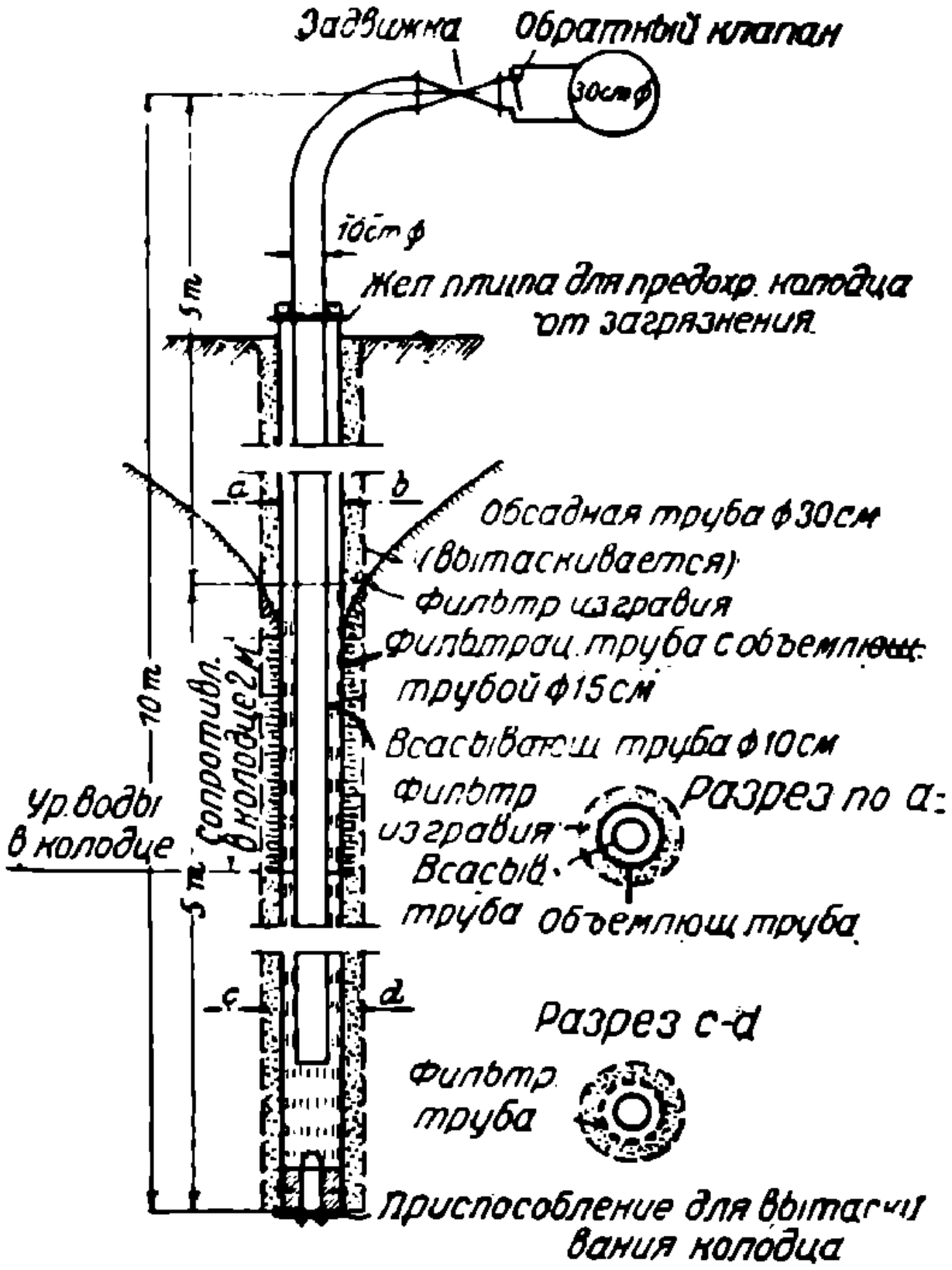
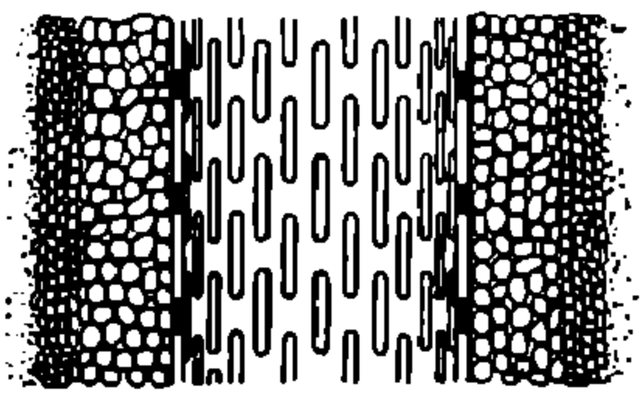


Рис. 225. Фильтрационный колодец для понижения грунтовых вод при постройке шлюза в Везермюнде (1921—1925 гг.).



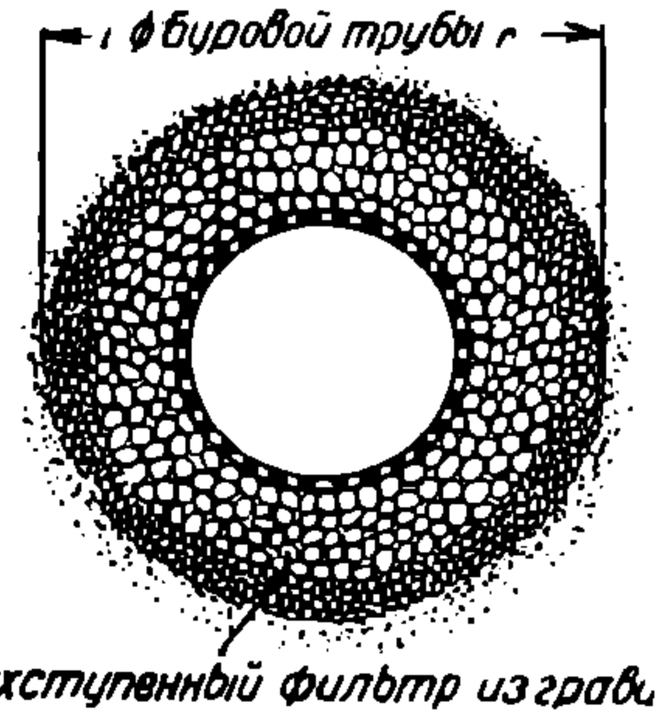


Рис. 226. Фильтрационный колодец без сетки.

обертывается в виде спирали проволокой толщиной от 1 до 3 *мм*, а поверх этого еще медной фильтрационной тканью, которая в нескольких местах припаивается к трубе. Проволочная сетка или спираль помещается для того, чтобы вода могла проходить через фильтрационную ткань и в тех местах, где эта последняя не прилегает непосредственно к отверстиям в трубе. Для лучшего укрепления фильтрационная ткань обертывается затем еще снаружи проволокой и проволочной сеткой. Приготовленная таким образом часть фильтрационного колодца называется «фильтрационным приемником»; длина его обычно 3,5—5 *м*.

Фильтрационный приемник закрывается снизу чехлом из дерева или листового железа со скобой, за которую он может быть вытащен наружу. Кроме того целесообразно снабжать эти чехлы направляющим стержнем, который удерживает фильтрационную трубу в точности по середине буровой трубы; это обеспечивает равномерность

НТБ ДНУЖТ

фильтрующего слоя гравия вокруг фильтрационного приемника. Сверх фильтрационного приемника на дырчатую фильтрационную трубу надевается труба с цельными стенками, называемая «наружной» или «объемлющей».

Фильтрационная ткань представляет собой медную фильтрационную сетку, частота которой определяется ее номером, указывающим на число проволок, приходящихся на 1 дюйм ткани. При крупном песке или гравии применяют сетки № 8—10, для песка средней крупности (в Берлине) № 10—12 и для очень мелкого песка № 16. Лучше всего служит сетка из красной меди; сетка из латуни менее долговечна; сетка из оцинкованного железа даже и в чистой воде очень скоро изнашивается настолько, что железо обнажается, и сетка разрушается от ржавчины. Разрушение начинается уже через 2—3 месяца, а вместе с тем уменьшается и полезное действие; через полгода даже и в чистой воде сетка становится непригодной к употреблению. Для проволочной обмотки над и под медною сеткой употребляют либо латунную либо менее прочную оцинкованную железную проволоку.

В грунтовой воде, содержащей в себе кислоты, и медная сетка недолговечна. По наблюдениям, произведенным при постройке шлюза в Везермюнде [1], фильтр разрушается под влиянием электролиза. Грунтовая вода в Везермюнде содержала кремнистую кислоту в количестве 360 *кг/л*. Между фильтрационной трубой и сеткой очень скоро начинали отлагаться в виде черных и коричневых илистых осадков сернистое железо, сернистая медь и гидрат окиси железа. Медная сетка и железная труба были изъедены и обнаруживали местами большие отверстия. Илистые отложения настолько закупоривали отверстия сетки, что производительность уменьшалась все в большей и большей степени, и колодцы через год или полтора заменены новыми.

Подобные же условия обнаруживаются везде, где грунтовая вода содержит в себе кислоты; в Германии это в особенности наблюдается на побережьи Северного моря; дело идет о серной кислоте, ульминовой кислоте и углекислоте. Во многих случаях эти кислоты освобождаются только после понижения уровня грунтовых вод, т. е. при доступе к грунту воздуха, на что и следует обращать внимание во время производства предварительных изысканий.

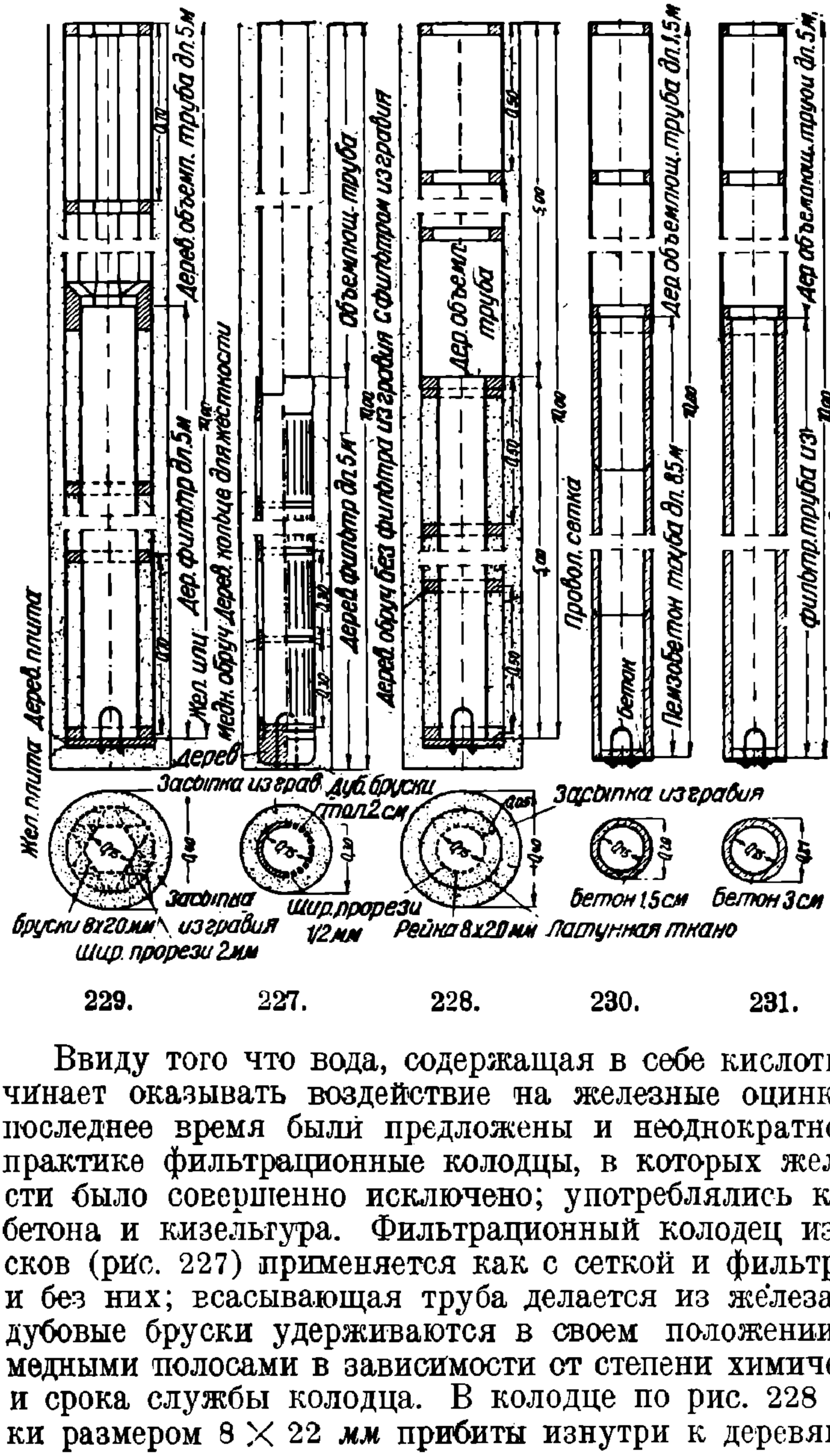
Этих разрушений можно избежать, если помешать образованию гальванических элементов, исключая одновременное употребление железа и меди в устройстве колодца. Применение для фильтрационных и всасывающих труб одной только меди обходится слишком дорого. Самое простое решение вопроса заключается в том, чтобы в качестве фильтрационных труб применять оцинкованные железные дырчатые трубы и совершенно отказаться от медной сетки, а между фильтрационной и обсадной трубами помещать тщательно подобранный ступенчатый фильтрующий слой из гравия (рис. 226). Отдельные ступени фильтра устраиваются посредством подвешивания в наружную обсадную трубу концентрических труб, ограничивающих ступени фильтра и последовательно извлекаемых после заполнения слоями гравия.

---

[1] Подробные сведения содержатся в указанном выше труде Arp'a и Dettmer'a, первая часть которого опубликована в „Zeitschr. f. Bauw.". Ingenieurbauteil, 1926, стр. 77. Авторы любезно предоставили в наше распоряжение соответствующий отдел из еще неопубликованной части. Отсюда заимствованы дальнейшие данные и рис. 227—230.

НТБ ДНУЖТ

Число фильтрационных ступеней зависит от мелкозернистости песка; в последнее время неоднократно применялись для устройства фильтров обсадные трубы диаметром в 50 *см* с двумя или тремя фильтрационными ступенями. Как при назначении размеров фильтров, так и при самом их устройстве следует проявлять наибольшую осторожность, чтобы не допускать в колодец мелкий песок, иначе могут явиться размывы и просадки грунта. Поэтому предварительно необходимо производить опытную откачку через фильтры, причем вода все время должна подвергаться исследованию в отношении содержания песка.



229. 227. 228. 230. 231.

Рис. 227. Фильтрационный колодец из деревянных реек о-ва Бюге и Гейльман в Берлине.

Рис. 228. Фильтрационный колодец из деревянных реек Ф. Больмана в Ольденбурге (герм. пат.).

Рис. 229. Вспомогательный фильтрационный колодец, примененный в виде опыта при постройке шлюза в Безермюнде.

Рис. 230. Фильтрационный колодец из пемзового бетона с трубами Басмана.

Рис. 231. Фильтрационный колодец с применением кизельгура Ганзейских заводов.

Ввиду того что вода, содержащая в себе кислоты, очень скоро начинает оказывать воздействие на железные оцинкованные трубы, в последнее время были предложены и неоднократно применялись на практике фильтрационные колодцы, в которых железо по возможности было совершенно исключено; употреблялись колодцы из дерева, бетона и кизельгура. Фильтрационный колодец из деревянных брусков (рис. 227) применяется как с сеткой и фильтром из гравия, так и без них; всасывающая труба делается из железа или из дерева, а дубовые бруски удерживаются в своем положении железными или медными полосами в зависимости от степени химического воздействия и срока службы колодца. В колодце по рис. 228 деревянные планки размером 8 × 22 *мм* прибиты изнутри к деревянным кольцам, ко-

НТБ ДНУЖТ

торые в свою очередь обтянуты снаружи сетчатой тканью из латунной проволоки с 3-миллиметровыми отверстиями. Промежуток между деревянными планками и тканью заполнен фильтрационным гравием. Колодец отпускается фабрикой Вольтман в Ольденбурге с таким уже готовым фильтром. Применяется также и другой колодец из брусков размерами 2 × 4 *см*, поставленных в направлении радиусов. В остальном устройство колодца такое же, как и у предыдущего.

Двойной чехол из деревянных брусочков был применен для фильтра, изготовленного по особому заказу для опытного колодца, устроенного на работах по сооружению шлюза в Везермюнде (рис. 229).

На рис. 230 представлено применение в виде фильтрационного колодца известных в качестве дренажных труб патентованных труб Басмана; на рис. 231 показано такое же устройство из кизельгуровых труб.

При сооружении шлюза в Везермюнде были организованы сравнительные опыты с указанными выше бетонными и деревянными трубами. Колодцы находились в действии в течение около года: для сравнения измерялись производительность колодцев и потери в напоре фильтра, т. е. разница в уровнях у наружного края фильтра из гравия и внутри колодца. Производительность и потеря в напоре оставались в продолжение всего времени наблюдения почти неизменными для всех колодцев. Результаты опытов приведены в помещаемой ниже таблице.

Таблица 26.

№ по пор.	Система	Рисунок	Продолжительность наблюдения в месяцах	Производительность в *л/сек*	Высота сопротивления фильтра
1	Бюге и Гейльман без сетки и без фильтра из гравия	227	11	2,9	4,1
2	Бюге и Гейльман с сеткой и фильтром из гравия . .	227	11	6,1	2,8
3	Больман	228	7	3,5	4,5
4	Вспомогательный колодец строительного управления . .	229	12	9,7	3,9
5	Трубы Басмана .	230	9	3,3	5,4

Для сравнения следует указать, что производительность железного колодца с оцинкованной медной сеткой № 10 в том виде, как он изображен на рис. 225, при одних и тех же грунтовых условиях составляла 13 *л/сек*, но после 9 месяцев работы понизилась примерно до 3 *л/сек*. Обтянутый сеткой колодец (рис. 227) и опытный колодец строительного управления обнаруживали следовательно в условиях Везермюнде наибольшую производительность. Все время наблюдали за тем, не увлекается ли в колодцы песок, однако ни в одном из них этого не было установлено. Согласно опытным результатам, полученных в Везермюнде, деревянный колодец для условий, наиболее распространенных в Германии на побережьи Северного моря, т. е. для содержащих кислоты грунтовых вод, является как будто самым целе-

НТБ ДНУЖТ

сообразным. Хотя оборудование его и оказывается несколько более дорогим, он все же является более выгодным, чем другие конструкции, ввиду более продолжительного срока службы и неизменяющейся хорошей производительности. В каждом отдельном случае следует определять наиболее выгодную ширину щелей и периметр фильтра. Безусловно рекомендуется не применять для деревянных колодцев железных полос и гвоздей, так как они быстро подвергаются разрушению.

Следует упомянуть еще о бетонном колодце (рис. 232) для водоснабжения, пригодном для более значительного понижения грунтовых вод, содержащих в себе кислоты, если он должен работать в течение более или менее продолжительного времени. Вода проникает

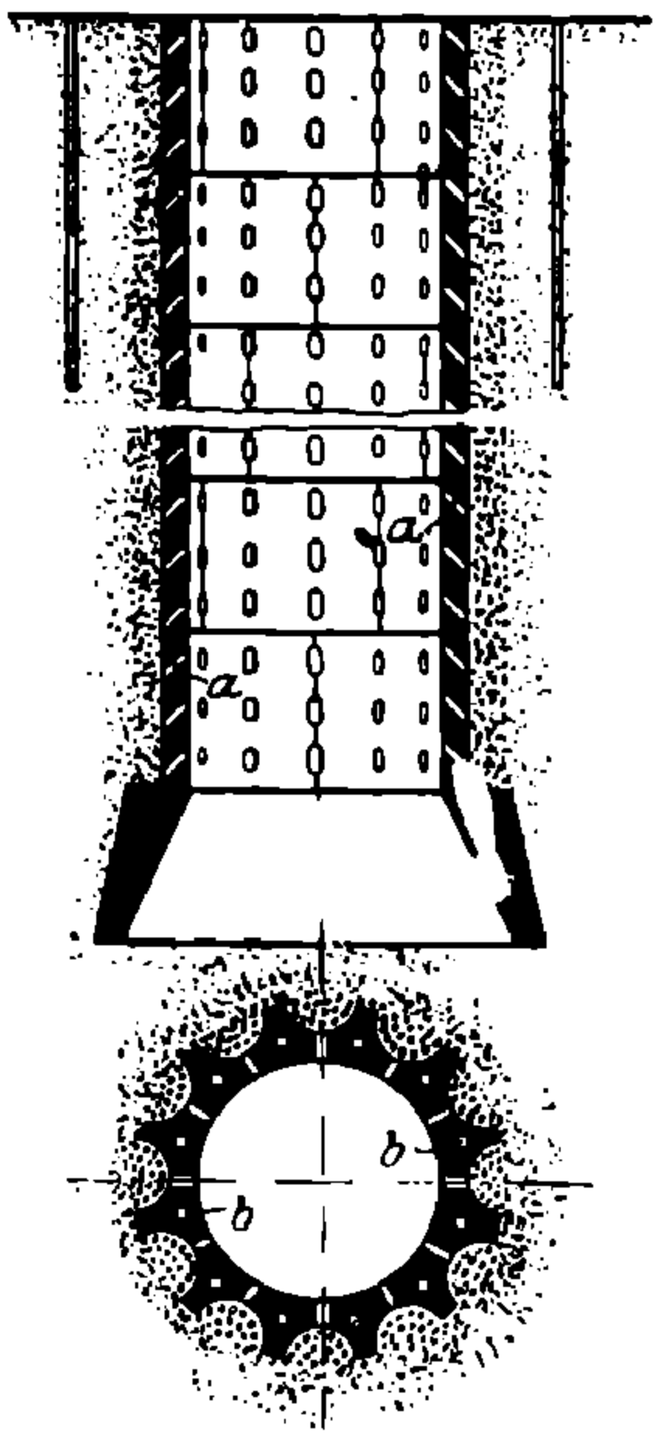


Рис. 232. Бетонный фильтрационный колодец Ф. Беккера в Лаее (Липпе), герм. пат.

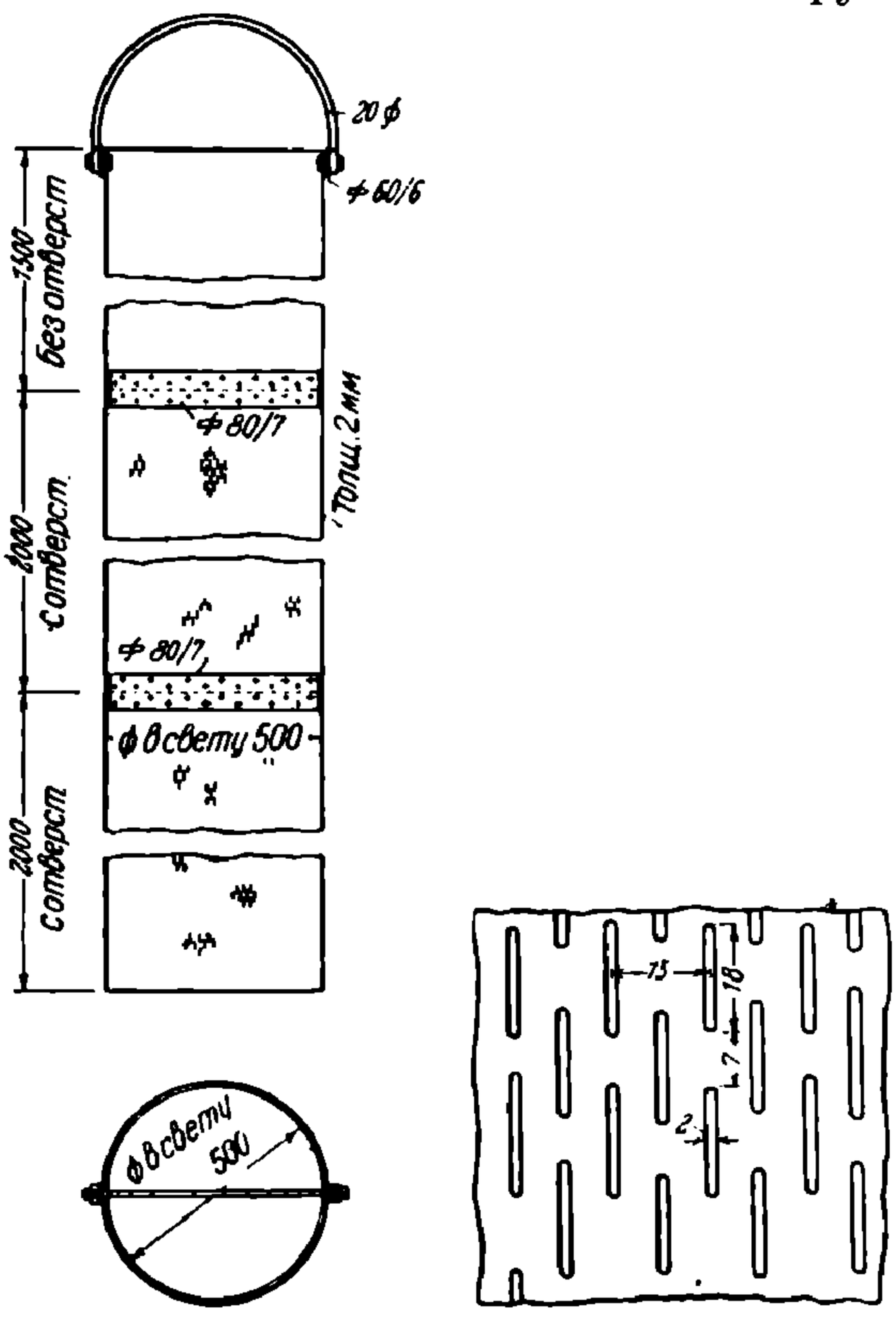


Рис. 233. Фильтрационная труба для понижения уровня грунтовых вод при постройке мостовых опор на канале Рейн-Херне (1907 — 1909 гг.).

через отверстия *a* в бетонной стенке, устроенные с подъемом внутрь. Отдельные звенья труб направляются при опускании железными круглыми стержнями, которые просовываются через отверстия *b*, проходящие по длине стенки. Борозды между ребрами наружной стенки должны обеспечить возможность помещения наружного фильтра из гравия. Если поместить гравий таким путем не удается или если во время эксплоатации он оседает, то в борозды опускаются буровые трубы, через которые и производится наполнение фильтра гравием.

При очень мелком песке скорость движения грунтовых вод, которую можно допустить, не опасаясь увлечения вместе с водой мель-

НТБ ДНУЖТ

чайших частиц грунта, во многих случаях бывает так мала, что к обыкновенному трубчатому колодцу не притекает достаточно воды Этому можно помочь путем обсыпки колодца особенно толстым фильтрационным слоем. Скорость движения воды при входе ее в фильтр у его наружного края можно тогда удерживать в достаточно низких пределах, несмотря на достаточный приток воды к трубчатому колодцу. Фильтрующий слой удобнее всего устраивать, погружая сначала опускной колодец большого диаметра и помещая в середине его фильтрационный колодец с фильтром из гравия; после этого опускной колодец извлекается обратно.

Наоборот, при крупном песчаном или гравелистом грунте вместо обычных трубчатых колодцев диаметром в 150 *мм* следует применять такие же колодцы, но более значительного диаметра, а зачастую и опускные колодцы. Ввиду большой приточной скорости, развивающейся в крупнозернистом грунте, трубчатые колодцы следует располагать чаще, чтобы они могли справиться с притоком воды. Особенную выгоду представляет переход к более значительным диаметрам, если бурение затрудняется вследствие попадающихся в грунте камней. При сооружении мостовых опор в конечной части Рейнско-Гернского канала применены фильтрационные колодцы диаметром 500—600 *мм*, которые помещались в обсадных трубах диаметром в 1 *м*. На рис. 233 [1] изображена употребленная для этого фильтрационная труба из листового цинка толщиною в 2 *мм;* отдельные звенья труб были соединены между собой потайными винтами; расположение отверстий показано на рисунке; сетки не было; в качестве фильтра применен гравий внутри обсадной трубы диаметром в 1 *м*. Для надежности равномерного распределения фильтрационного гравия обсадная труба извлекалась отдельными звеньями длиною в 1 *м*, после того как гравий вводился в нее одинаковыми по высоте слоями.

При постройке первого шлюза в устье канала Рейн-Херн (1911—1913 гг.) применялись фильтрационные колодцы диаметром в 2 *м* с толщиной стенок 8 *мм*. Стенки снабжены горизонтально расположенными продолговатыми отверстиями, как это показано на рис. 234 [2]; особого фильтра из гравия не было.

Отдельные отрезки труб имели в длину 1 *м;* они соединялись между собою на болтах при помощи приклепанных изнутри фланцев из углового железа. У нижнего звена для усиления ножа фланцевый уголок был приклепан в перевернутом положении. Колодцы опускались через гравий вплоть до крепкого мергеля, и поэтому нижнего ограничения или дна не требовалось.

Опускные колодцы звеньями 0,8 *м*, диаметром в 2,20 и 3 *м*, устроенные по тому же способу, применялись при постройке второго шлюза в устье того же канала (1919—1926 гг.), однако продолговатые отверстия в этом случае располагались вертикально и более часто (рис. 235).

β) *Всасывающие трубы.* При трубчатых колодцах в качестве всасывающих труб применяются трубы диаметром от 5 до 10 *см*, которые должны доходить по возможности без стыка до глубины примерно 0,50 *м* выше дна фильтра. Всасывающие трубы могут иметь самое

---

[1] Заимствовано из „Bautechnik", 1926, стр. 547, рис. 4 и 5.
[2] Заимствовано из „Bautechnik", 1926, стр. 573, рис. 67.

НТБ ДНУЖТ

большее такую толщину, чтобы кольцеобразное поперечное сечение между всасывающей трубой и колодцем равнялось поперечному сечению самой всасывающей трубы. На верхнем конце объемлющей трубы они поддерживаются хомутами, которые сверху опираются на последнюю (рис. 224 и 225). Под хомутом целесообразно укладывать кольцевую шайбу из листового железа [1], которая закрывала бы собой промежуток между объемлющей и всасывающей трубами и предохраняла бы таким образом колодец от загрязнения. В шайбе имеется отверстие,

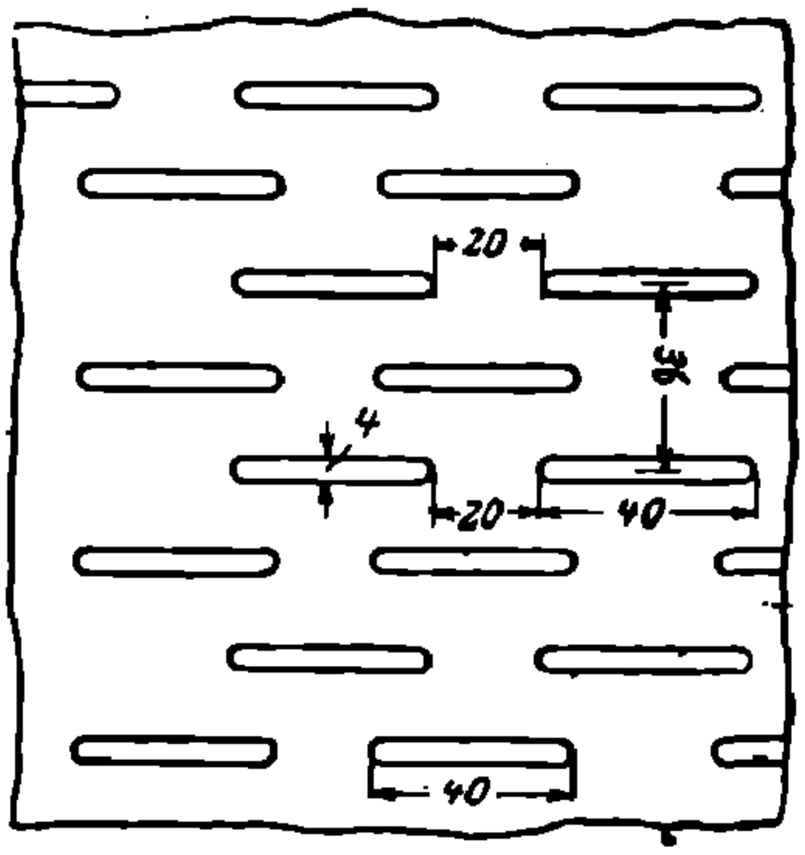


Рис. 234. Расположение отверстий в трубах фильтрационного колодца диаметром в 2 *м* при постройке 1-го шлюза на канале Рейн-Герне (1911—1913 гг.).

Рис. 235. Расположение отверстий в трубах фильтрационных колодцев диаметром 2,20 и 3,00 *м* при постройке 2-го шлюза в устье канала Рейн-Герне (1919—1926 гг.).

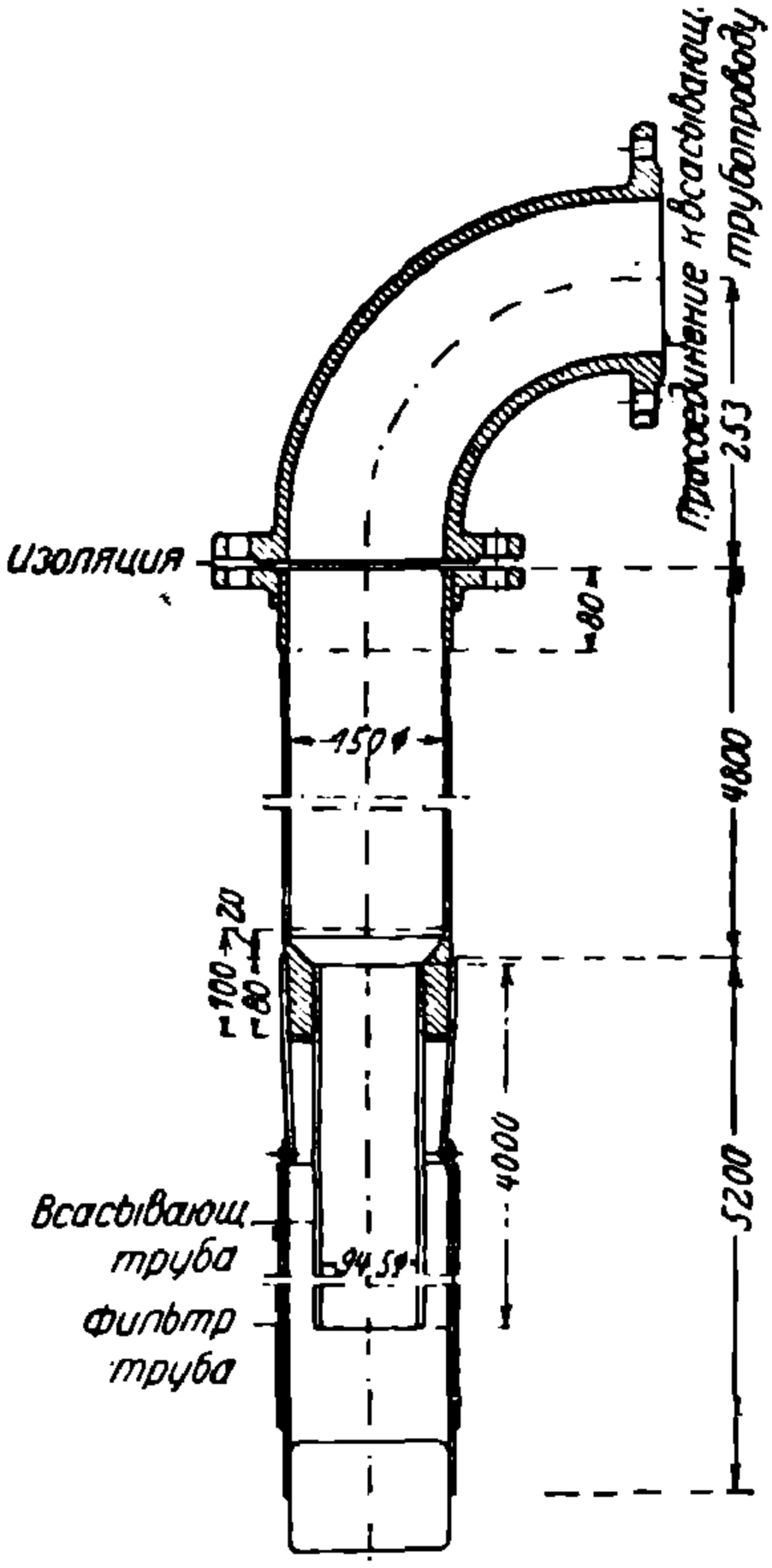


Рис. 236. Колодец строительного о—ва Сименса.

закрывающееся деревянной пробкой, через которое можно измерять уровень воды.

Всасывающие трубы присоединяются посредством отводов к тройникам, включенным во всасывающую линию. Между отводом и тройником целесообразно установить задвижку, которая является безусловно необходимой в случае, если приходится считаться с переменной производительностью колодца и в соответствии с этим с сокращением расходов воды.

На верхнем конце всасывающей трубы, целесообразнее всего выше отвода или соответственно выше задвижки, следует устанавливать об-

[1] Испытано в Везермюнде; „Zeitschr. f. Bauw.", 1926, Отд. инж. сооруж., стр. 85.

НГБ ДНУЖТ

ратный клапан, который препятствует опорожнению колодца и всей линии.

В случае недостатка места часто придется укладывать всасывающую линию непосредственно под колодцем и отказываться от применения отводов. Такое устройство дешевле, но имеет тот недостаток, что в этом случае подойти к колодцу для производства измерений или для ремонтных работ можно, только сняв всасывающую линию.

На рис. 236 [1] представлен патентованный колодец, в котором длина всасывающей трубы не превышает примерно длины фильтра. В месте

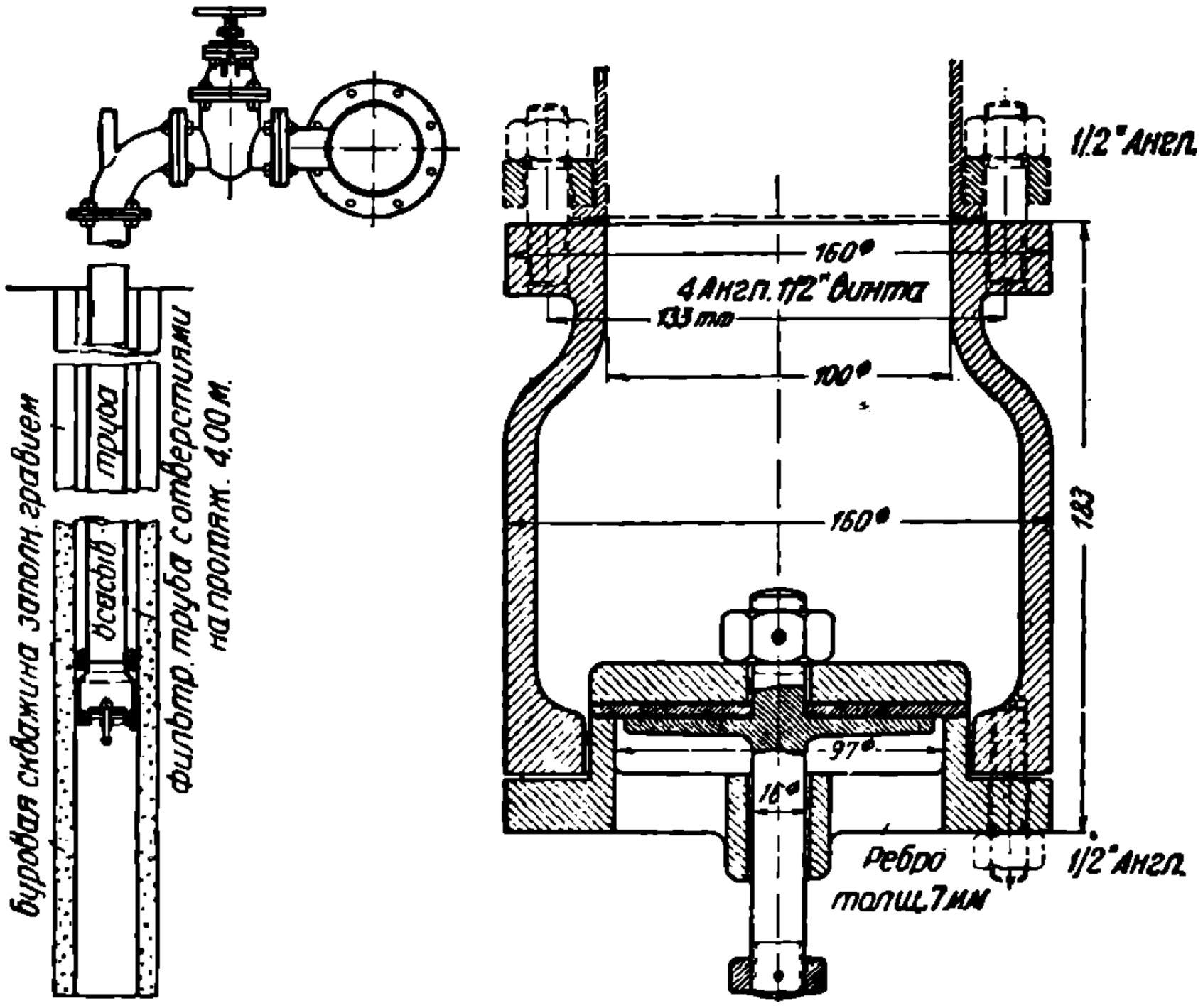


Рис 237. Фильтрационный колодец диаметром 200 *мм*; всасывающая труба с задвижкой на нижнем конце (мостовые опоры на канале Рейн-Герне).

перехода от фильтрационной трубы к объемлющей всасывающая труба присоединяется к последней посредством муфты специальной конструкции, так что над местом перехода объемлющая труба выполняет назначение всасывающей. Резкое увеличение поперечного сечения от всасывающей трубы в собственном смысле этого слова к объемлющей увеличивает производительность откачки. Колодец обходится дешевле («экономический колодец»), имеет однако тот недостаток, что удлинение или укорочение колодца при изменении высоты всасывающей линии встречает затруднение, и уровень воды становится недоступным наблюдению. Для этой последней цели следовало бы делать в отводе особое ответвление.

В колодцах, диаметр которых превышает обычные 150 *мм*, всасывающую трубу целесообразно снабжать вместо верхнего обратного клапана нижним всасывающим клапаном. Для 200-миллиметровых фильтрационных колодцев, которые были заложены при сооружении

---

[1] Заимствован из „Bautechnik", 1923, стр. 177, рис. 1.

НТБ ДНУЖТ

мостовых устоев в конечной части Рейнско-Гернского канала, применено особое устройство всасывающей трубы, показанное на рис. 237 [1]. На отводе имеется отросток для наблюдения за уровнем воды. При еще более значительных диаметрах и при опускных колодцах применяются такие же всасывающие трубы с всасывающей сеткой, как и при обычном водоотливе.

Уровень воды в фильтрационных колодцах удобнее всего измерять при помощи «колодезного свистка», который издает свист, как только коснется горизонта воды [2].

γ) *Всасывающая и нагнетательная линии.* В качестве всасывающей линии обычно применяются трубы диаметром в 250 *мм*, а при более значительных установках диаметр увеличивается до 350 *мм*. Если по расчету требуются бóльшие размеры водовода, то в большинстве случаев предпочитают прокладывать параллельно две линии обычного размера; хотя бóльший диаметр и даст большие потери на трение, однако обращение вследствие громоздкости затруднительно. Чугунные трубы, которые охотно употребляются при водопроводных сооружениях, раньше также применялись при понижении уровня грунтовых вод, в настоящее время ввиду своего веса и хрупкости потеряли значение.

В настоящее время обычно предпочитаются фланцевые соединения вместо муфт ввиду того, что легче производить смену таких труб, а также устраивать промежуточные отверстия для новых колодцев; сверх того легко достигается изоляция их резиновыми кольцами или, что иногда достаточно, картонными прокладками, между тем как водонепроницаемость труб с муфтовым соединением достигается сложнее при помощи свинца или резиновых жгутов; зато трубы с муфтовыми соединениями легче следуют за осадками грунта и в худшем случае теряют при этом водонепроницаемость лишь стыка, в то время как фланцевые трубы в тех же условиях уже разрушаются. При трубопроводах с муфтовыми соединениями можно легче применяться к небольшим отклонениям направления трубопровода, например вследствие неточного расположения колодцев.

В последнее время во многих случаях применялись более длинные трубы из сварочного железа, причем все стыки, а в особенности ответвления, сваривались без фланцев и муфт.

Проложенный трубопровод после укладки следует испытать насосом на водонепроницаемость. Линия должна иметь подъем к насосу (уклон от 1 : 500 до 1 1000) с тем, чтобы пузырьки воздуха могли выходить наружу через насос. Если нельзя избежать обратного уклона, то в самых высоких точках следует помещать приспособления для выпуска воздуха, чтобы в результате образующихся здесь воздушных мешков не происходило закупоривания линии.

Всасывающие трубы, если дело не касается растянутых в длину котлованов, удобнее всего располагать кольцами. При таком расположении можно в любом месте включить часть трубопровода, сверх того наиболее выгодно используется трубопровод — может быть уменьшен его диаметр.

---

[1] Взято из „Bautechnik", 1926, стр. 549, рис. 11 и 13.

[2] Рисунок прибора для измерения уровня воды в колодцах системы Ранга содержится в „Bautechnik", 1926, стр. 552, рис. 20.

НТБ ДНУЖТ

При содержании в грунтовой воде кислот всасывающие трубы для безопасности должны быть окрашены тудроном. В Везермюнде в Вемельдинге всасывающие трубопроводы не были защищены от ржавчины и проржавели через $1^1/_2$ года.

Хорошим средством оказалось покрытие чистым гудроном с прокаливанием при помощи паяльной лампы. При постройке шлюзов в Вемельдинге[1] воздействие хлористой воды было уменьшено цинковыми пластинами.

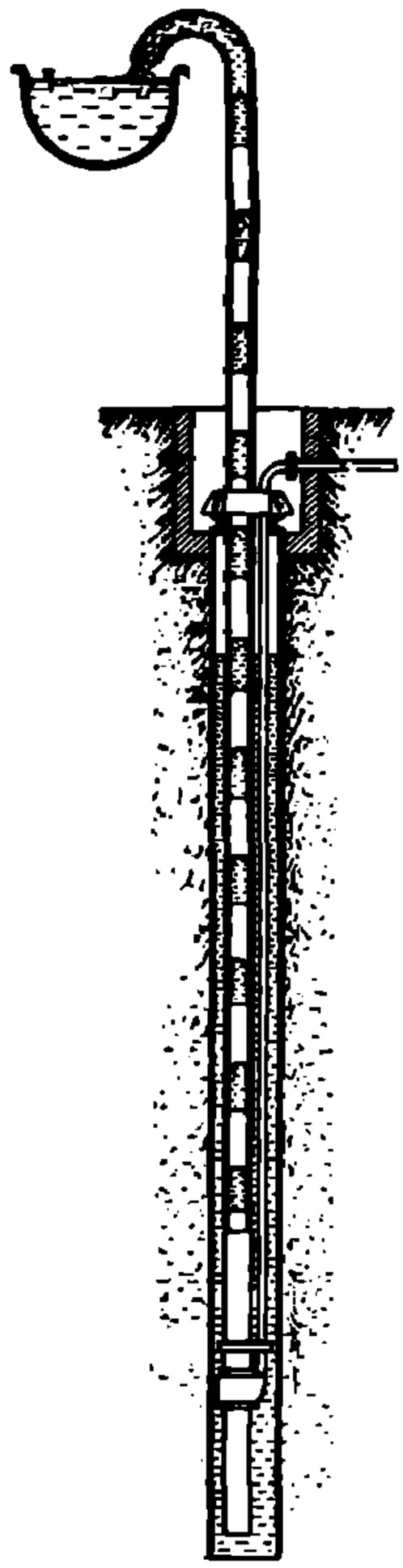


Рис. 239. Насос „Маммут".

Для нагнетательной линии остаются в силе приблизительно те же соображения, которые были высказаны по поводу всасывающей. Ввиду, того, что водонепроницаемость не имеет здесь столь важного значения, как при всасывающих линиях, в этом случае скорее могут быть допущены муфтовые соединения. Как и при обыкновенном водоотливе рекомендуется располагать выходное отверстие нагнетательной линии как можно ниже и при возможности использовать для трубопровода сифон; обратные клапаны следует помещать и в этом случае. При нагнетательных линиях большого протяжения более выгодны открытые желоба, несмотря на необходимость уклона.

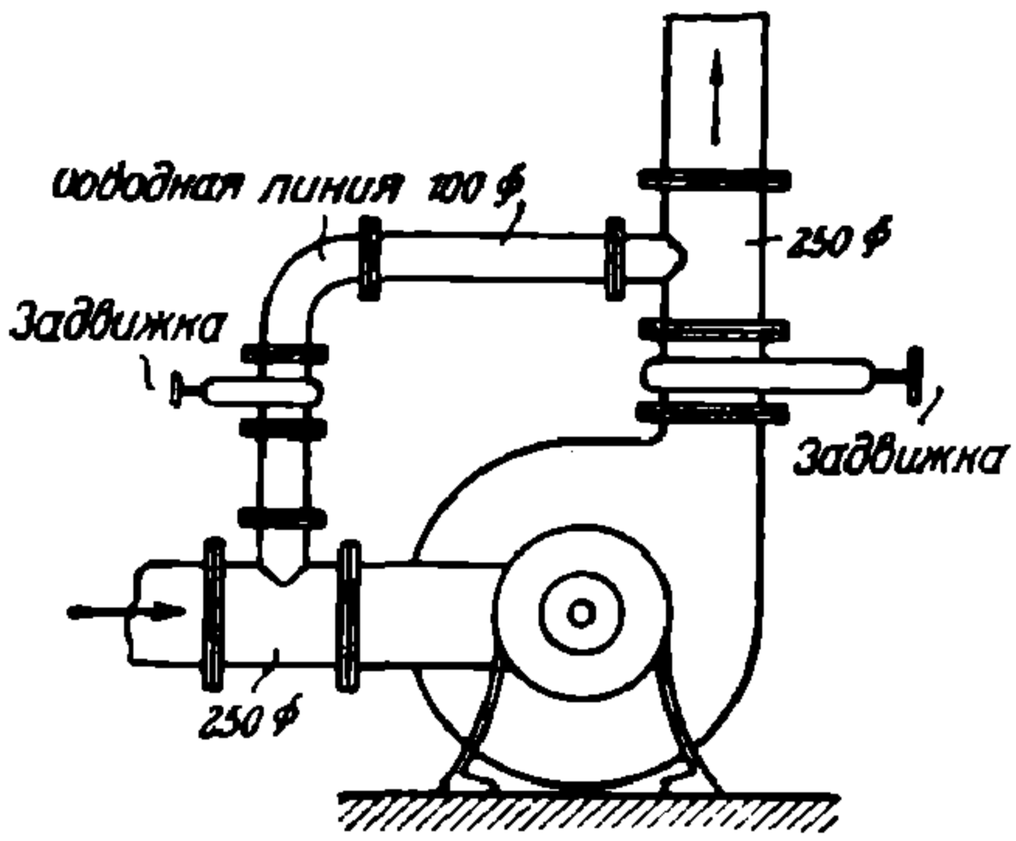


Рис. 238. Обводный водовод для прекращения действия центробежных насосов.

б Насосы. Главным образом применяются центробежные насосы; поршневые насосы чувствительны в обращении, а центробежные не требуют такого ухода и не испытывают вреда, если иногда и попадает ил. Вследствие простоты своей конструкции и компактности они отличаются прочностью и надежны в эксплоатации. Хорошие центробежные насосы всасывают воду на высоту от 8,5 до 9,0 *м*. Напорная высота неограничена, однако определенная форма лопастей экономически выгодна только для известного предела высоты напора, а далее к. п. д. насоса заметно уменьшается.

Впереди и позади насоса следует устанавливать задвижки; они

[1] „Bauingenieur", 1923, стр. 606.

ЧТЗ ДНУЖП

облегчают выключение и снятие насоса. Обратные клапаны над насосом препятствуют порывистому опорожнению нагнетательных трубопроводов, например в случае засасывания воздуха. В начале засасывания центробежные насосы заливаются водою. Наполнение при помощи ведер или из водопровода неудобно; на более значительных установках предпочтительнее иметь для этого водоструйный или пароструйный насос или же пользоваться воздушным насосом с электрическим приводом. Если имеется приспособление для выпуска воздуха, то оно используется и для наполнения насоса.

Во время водоотлива опорожнению колодцев и всасывающих линий препятствуют обратные клапаны над колодцем, а опорожнение может произойти, когда в одном из колодцев уровень воды понизится слишком сильно, и насос в конце концов начнет засасывать воздух; это служит причиной остановки всей системы; это может случиться и вследствие внезапных толчков, опасных для водонепроницаемости трубопровода. Лучшим предохранительным средством против засасывания воздуха является применение 9-метровых всасывающих труб. В этом случае уровень воды при недостаточном ее притоке не может понизиться далее конца трубы как предельной высоты всасывания, так что количество поднимаемой воды постепенно уменьшается и наконец водоотлив совершенно прекращается.

Если установка труб такой длины не представляется возможной, то горизонт воды в колодцах подлежит постоянному наблюдению. Путем частичного закрытия задвижки можно уменьшить подачу воды и не допустить полного опорожнения колодца; можно уменьшить подачу посредством обводного трубопровода (рис. 138), который задвижкой включается в линию и снова направляет во всасывающую линию[1] часть воды, поднятой насосом.

Центробежные насосы приводятся в действие ременным приводом; для электрической передачи в настоящее время отдается предпочтение непосредственному сцеплению мотора с насосом. Необходимо надежно устанавливать насосы и двигатели на бетонных постаментах, которые в случае необходимости следует основывать на сваях.

Если грунтовая вода содержит в себе вредные для железа составные части, лопасти центробежных насосов делаются из бронзы, а валы в том месте, где они проходят через сальники, заключаются в бронзовую обойму.

При более значительных понижениях уровня грунтовых вод с помощью центробежных насосов приходится ввиду ограниченной высоты всасывания устанавливать насосы в несколько ярусов; такого распределения по ярусам можно избежать, если применять насосы других систем, как например насосы «Маммут» и насосы глубокого действия, которые подвешиваются в колодцы.

Насос «Маммут»[2] изображен на рис. 239. В фильтрационный колодец подвешивается труба для подъема воды, к нижнему концу которой особой трубкой подводится сжатый воздух.

Смесь сжатого воздуха с водой приблизительно вдвое легче воды, под давлением вода поднимается в колодце вверх в отводящий желоб; поэтому место подачи сжатого воздуха должно отстоять от уровня

---

[1] „Bautechnik", 1926, стр. 549, рис. 12.

[2] Steen, Mammutpumpenanlage zur Untertunnellung der Spree, „Zentralbl d. Bauv.", 1911, стр. 524.

НТБ ДНУЖТ

воды в колодце примерно на глубину, равную высоте подъема ее вверх, считая от того же уровня. Следовательно колодцы насосов «Маммут» должны быть глубже колодцев, обслуживаемых центробежными насосами. Применение насосов «Маммут» сопряжено с большими расходами также и ввиду необходимости для них компрессорной установки, а кроме того трудно урегулировать подачу сжатого воздуха, чтобы достигнуть при этом наибольшей величины невысокого к. п. д. В самом благоприятном случае он равен 0,37 [1].

С другой стороны, насосы этой системы обладают следующими преимуществами: у них нет никаких подвижных частей и они не обладают поэтому чувствительностью, не нуждаются для установки в особых фундаментных плитах или постаментах, не требуют много места, не срабатываются и легко допускают ремонт и надлежащее обслуживание; действие их путем простейшего регулирования подачи сжатого воздуха может быть усилено или ослаблено, все затруднения, связанные с водонепроницаемостью всасывающей линии, отпадают, а насос сохраняет возможность производить работу даже в случае полного затопления котлована. Насосы «Маммут» имеют особенное значение, если котлован настолько узок, что затрудняется помещение в нем двух или нескольких колодезных ярусов вместе со всасывающими трубопроводами и насосными агрегатами. Компрессорная установка располагается при этом за пределами котлована.

Первые насосы глубокого действия, которые подвешивались в колодцах на штангах и приводились в движение установленными наверху моторами, применялись иногда в виде опыта для понижения горизонта грунтовых вод и едва ли имеют какие-либо преимущества. Наоборот, насосы «Эльмо», сконструированные заводами Сименс-Шуккерт и изготовляемые акц. об-вом Бродниц и Зейдель в Берлине гидропомпы, более выгодны по сравнению с установкою центробежных насосов в несколько ярусов. У насосов «Эльмо» электромотор насаживается на один общий вал с центробежным насосом и помещается с ним в одном кожухе. Насос с мотором спускается в колодец почти до уровня воды. К. п. д. [2] достигает максимума при наименьшей высоте всасывания и равен 40—45% при высоте давления от 20 до 24 *м* и производительности 12—13 *л/сек*. У гидропомпы вместо электромотора над насосом насажена на том же валу турбина, приводимая в действие напором воды. Насос изготовляется для колодцев диаметром 150—160 *мм* и высоты подъема до 30 *м* при производительности от 5 до 150 *л/сек* под давлением воды от 12 до 15 *кг/см²*.

Оба указанные выше глубоких насоса применяются в общем, как и насосы «Маммут», в очень тесных котлованах или при устройстве оснований в случае нескольких ярусов центробежных насосов; они могут также дополнять центробежные установки в тех местах, где уровень воды должен быть понижен на особенно большую глубину.

е) *Приспособления для выпуска воздуха.* Если грунтовая вода содержит в себе газы, что обычно на побережьи Северного моря [3], то в высших точках всасывающей линии в результате скопления газа воз-

---

[1] Schultze, Grundwassersenkungen, стр. 83, Берлин 1924.

[2] Schultze, Grundwassersenkung, стр. 88, Берлин 1924.

[3] Помимо указанных выше статей, касающихся Везермюнде и Вемельдинге, ср. также данные относительно шлюза на р. Маас у Линне (Голландия) в „Bautechnik", 1926, стр. 315.

НТБ ДНУЖТ

никает опасность разрыва непрерывной водяной струи или же по меньшей мере насос испытывает порывистую нагрузку с уменьшением к. п. д. Особенно дают себя чувствовать скопления газа в сифонах, расположенных на различных высотах трубопроводов: при таком устройстве даже и в воде, не содержащей в себе газа, образуются вредные скопления воздуха, который всегда содержится в грунтовой воде и сверх того вследствие неплотности всасывающей линии проникает в воду и увлекается ею по трубопроводу. Проще всего можно помочь в этом отношении устройством обводных линий в наиболее высоких точках трубопровода, они дают возможность выключения тех отрезков трубопровода, где являются скопления газа или воздуха; в этом случае открывают и наполняют водою соответствующий промежуток линии. Вместо обводных линий в таких опасных местах помещают проме-

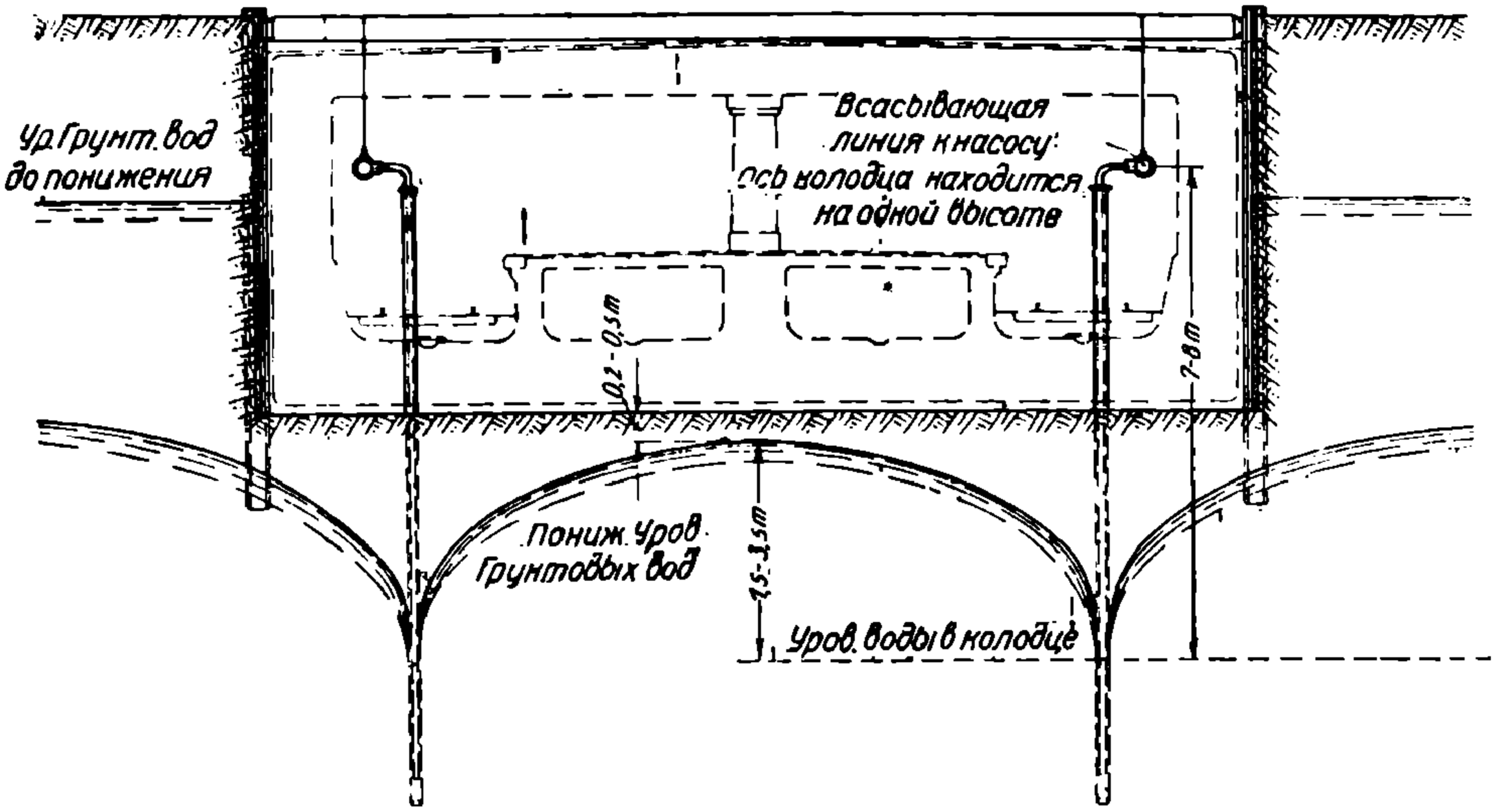


Рис. 240. Понижение грунтовых вод для сооружения подземной жел. дор.

жуточные фасонные части, к которым могут быть присоединены паростру́йные или водостру́йные насосы для отсасывания воздуха или газа из трубопровода. Подобные насосы желательны и для первоначальной заливки центробежных насосов.

Воздушные насосы нужно применять для выпуска воздуха только в том случае, если можно предварительно надлежаще просушить воздух или газ, так как иначе насосы слишком от этого страдают. С этой целью воду отводят через котел, в котором пузырьки газа приходят в спокойное состояние, соединяются друг с другом и поднимаются кверху, чтобы перейти затем в расположенный выше водоотделитель, где они освобождаются от остатков влаги. После этого газ отсасывается воздушным насосом. Подобная установка, достаточная для обслуживания около 60 колодцев, неоднократно применялась строительным обществом Сименса [1].

ξ) *Этажное понижение уровня грунтовых вод.* При центробежных насосах, о которых впредь только и будет итти речь, достижимая ве-

[1] „Bautechnik", 1923, стр. 178, рис. 5.

НГБ ДНУЖТ

личина понижения уровня грунтовых вод зависит от высоты всасывания, т. е. от разности уровней насоса и горизонта воды в колодце. Высота всасывания, как уже сказано, достигает при самых благоприятных условиях от 8,5 до 9,0 *м*; если же учитывать потери на трении и неплотности линии, то следует рассчитывать только на средний подъем от 7,5 до 8 *м*. Ось насоса располагается примерно на 0,5 *м* выше начального непониженного уровня воды; этот уровень стоит между колодцами в зависимости от рода грунта — приблизительно на $1^1/_2$—$3^1/_2$ *м* выше, чем в колодце (рис. 240). Таким образом на одном ярусе можно достигнуть понижения уровня примерно только на величину от 4 до 6 *м*, причем следует иметь в виду, что подошва котлована должна быть приблизительно на 0,2—0,5 *м* выше самой высокой точки пониженного горизонта воды.

Если желательно достигнуть более значительного понижения, то последовательно устраиваются два или несколько этажей понижения (рис. 241), причем более глубокие закладываются тогда, когда горизонт воды уже понижен вышележащим полностью, и новые всасываю-

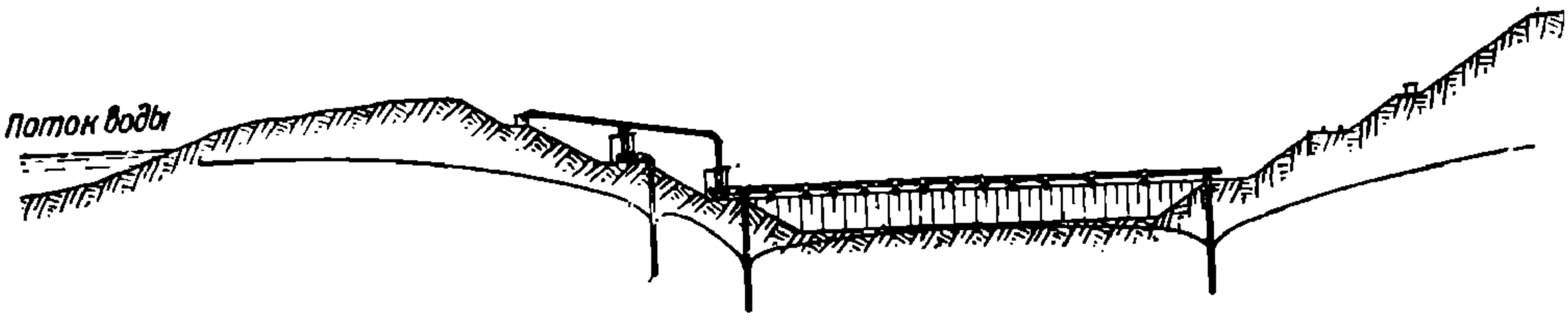


Рис. 241. Двухъярусное понижение грунтовых вод.

щие насосы могут быть поставлены на 0,5 *м* над достигнутым пониженным уровнем воды. Число колодцев нижних этажей превышает соответственное количество верхних, так как приток воды возрастает книзу. В котлованах большего протяжения (например для городских водостоков и подземных железных дорог) колодцы располагаются рядами, в остальных же случаях — по окружности. Нижняя окружность в зависимости от откосов котлована большею частью бывает уже, чем верхняя. Если возможно, рекомендуется сначала доводить до полной глубины одну отдельную часть котлована с устройством колодцев всех ярусов; в этом случае достигается экономия в числе колодцев верхних ярусов.

В длинных котлованах разделение по этажам идет в продольном направлении. На рис. 242 [1] изображено применение этого способа при сооружении съезда к подземной железной дороге. Последовательный ход работ по устройству приспособления для понижения уровня грунтовых вод показан на рисунке слева направо. Ближайший по глубине этаж включается на продолжении того, который расположен выше и под покрытием достигнутого понижения уровня. Такой же точно прием можно применить и в котлованах небольшой длины, образуя ярусы из небольшего числа колодцев.

В случае недостатка места и ради экономии в расходах прибегают к приему, который можно назвать «устройством внутрен-

[1] Заимствовано из Sichardt, Fortschritte des Grundwasserabsekungsfährens, „Bauingenieur", 1923, стр. 600, рис. 3.

НТБ ДНУЖТ

них ярусов»[1]. Колодцы устраиваются такой длины, чтобы они могли быть использованы для всех ярусов: сначала они присоединяются к всасывающей линии самого верхнего этажа, и уровень воды понижается; затем прокладывается всасывающая линия второго яруса, и последовательно один за другим снимается часть колодцев верх-

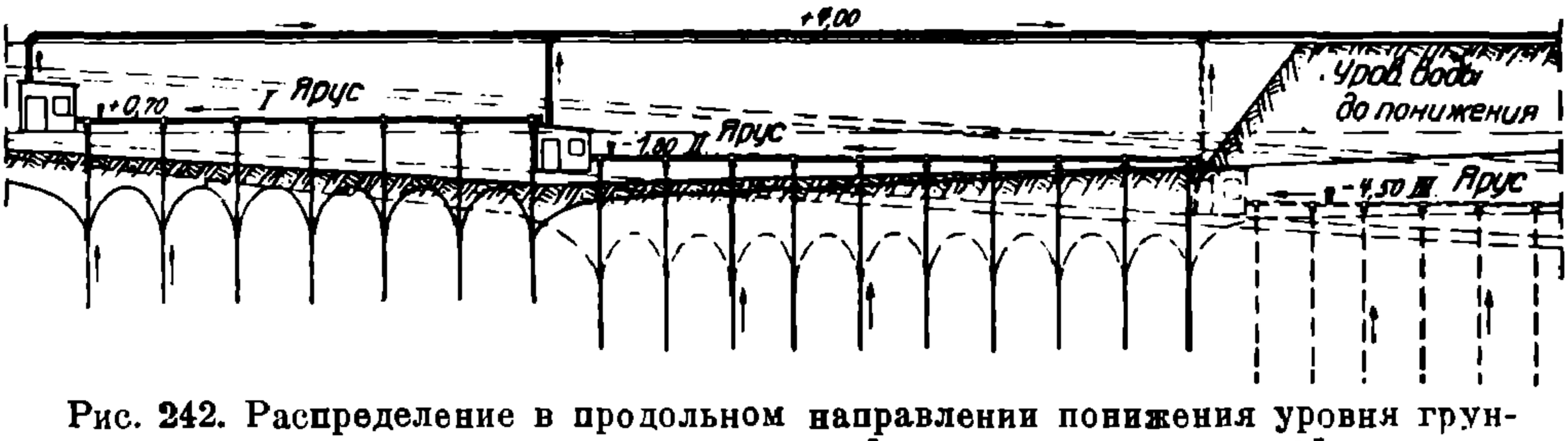


Рис. 242. Распределение в продольном направлении понижения уровня грунтовых вод на отдельные ярусы для устройства съезда к подземной жел. дор.

него этажа; после такого укорочения колодцы присоединяются ко второму ярусу; таким же образом поступают и дальше с остальными этажами. Колодцы с самого начала должны иметь такое устройство, которое позволило бы легко производить разборку верхней части. Недостатком при этом является то, что вследствие большой длины колодцев в течение работы верхних ярусов подается слишком много воды. Во избежание такого явления строительное о-во Сименс дало способ, при помощи которого можно выключать по желанию нижние этажи[2].

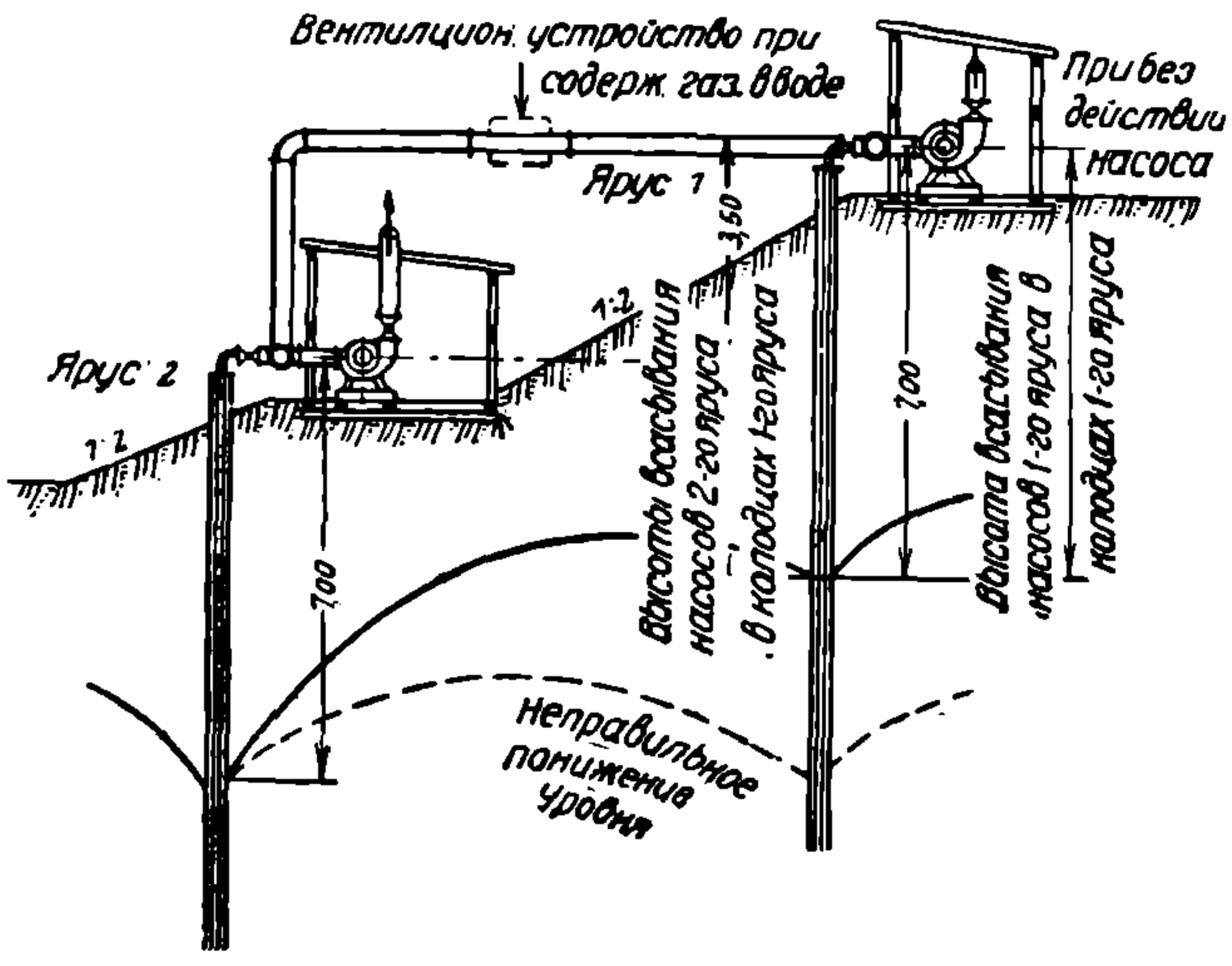


Рис. 243. Понижение грунтовых вод, подъемная установка.

Ось насоса располагается на одинаковой высоте с осью всасывающей линии; к насосу присоединяются колодцы, примыкающие к одному и тому же всасывающему трубопроводу, т. е. либо весь этаж полностью, либо только часть его («этажное присоединение»). Однако имеется также возможность собирать в одну группу, независимо от расположения по высоте, находящиеся поблизости друг к другу колодцы различных ярусов, присоединяя их к глубокому насосу, работающему на расположенный выше всасывающий трубопровод; это осуществляется при помощи сифона, ведущего к глубокому трубо-

[1] Ср. Sichardt, привед. соч., стр. 602.
[2] Schultze, Grundwasserabsenkung, стр. 74, прим., Берлин 1924.

НГБ ДНУЖТ

проводу («сифонное присоединение»). Этот способ имеет то преимущество, что подача воды из различных по высоте ярусов автоматически устанавливается таким образом, что достигается наименьший расход энергии и избегается понижение уровня воды на излишнюю глубину в верхних ярусах. Кроме того получается в большинстве случаев наименьшая длина всасывающих линий. Сифонный трубопровод должен быть снабжен приспособлением для выпуска воздуха. На рис. 243 [1] представлено устройство сифона; пунктирная линия показывает излишнее понижение уровня воды при излишней работе насоса верхнего этажа. Показанный на рисунке верхний насос, вообще говоря, следует оставить на своем месте в качестве вспомогательного приспособления, несмотря на то, что он с началом работ насоса нижнего этажа при обычных условиях не используется.

3. Расчеты понижения горизонта грунтовых вод.

Работа Кирилейса является основным руководством при расчете установок для понижения уровня воды. За недостатком места пришлось отказаться от вывода уравнений, дающих окончательные результаты. В основу расчетов положен закон Дарси [2] (1855 г.), касающийся пропускной способности фильтров, т. е. количество воды:

$$Q = k \cdot F \cdot \frac{h}{l}, \qquad (47)$$

где F обозначает площадь поперечного сечения фильтра; h — высоту напора; l — толщину фильтрационного слоя; k — коэфициент водопроницаемости грунта. Кроме того количество подлежащей извлечению из колодца воды определяется следующим уравнением, выведенным Тимом [3].

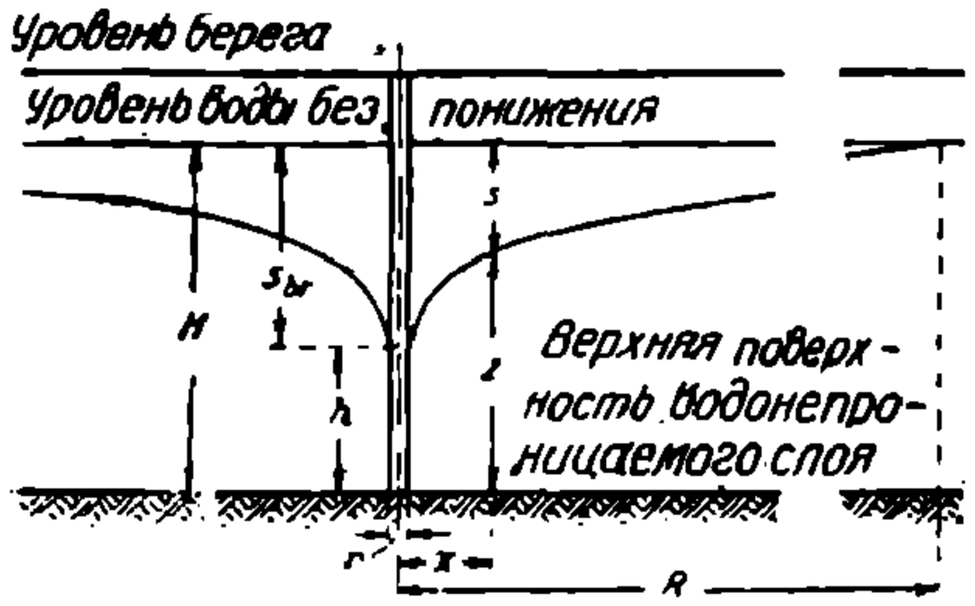


Рис. 244. Понижение уровня грунтовых вод посредством одного колодца.

$$z^2 - h^2 = \frac{q}{\pi k}(\ln x - \ln r), \qquad (48)$$

которое при однородном характере грунта и горизонтальном расположении его пластов действительно для того случая, когда колодец доведен до верхней поверхности водонепроницаемого слоя. Обозначения показаны на рис. 244: k — коэфициент водонепроницаемости грунта, q — количество воды, подлежащей удалению из колодца в секунду, r — радиус колодца, а h — толщина водоносного пласта или же расстояние от непониженного уровня воды до нижнего края фильтра в случае, когда колодец не доведен до нижней поверхности этого пласта.

Для одного отдельного колодца понижение уровня грунтовой воды в любом месте определяется выражением:

$$s = H - z = H - \sqrt{h^2 - \frac{q}{\pi k}(\ln x - \ln r)}; \qquad (49)$$

---

[1] Из „Bautechnik", 1923, стр. 177, рис. 4.
[2] Этот закон был применен при выводе уравнения (7) в начале этой книги.
[3] „Journal f. Gasbeleuchtg u. Wasserversorg.", стр. 456.

НТБ ДНУЖТ

понижение горизонта в колодце:

$$s_{br} = H - h = H - \sqrt{H^2 - \frac{q}{\pi k}(\ln R - \ln r)} \qquad (50)$$

и количества воды, подлежащей извлечению:

$$q = s_{br}(2H - s_{br})\frac{\pi k}{\ln R - \ln r}, \qquad (51)$$

где R обозначает длину, на которую простирается понижение. Если на основании опытной откачки из какого-нибудь колодца известно количество воды q для определенного положения горизонта s_{br}, то для всякого другого понижения уровня в том же колодце соответствующее количество определяется из уравнения:

$$\frac{q_1}{q_2} = \frac{s_{br1}(2H - s_{br1})}{s_{br2}(2H - s_{br2})} \qquad (52)$$

Для нескольких n колодцев расчет производится следующим образом: если понижение уровня грунтовых вод в какой-нибудь точке (хотя бы по середине котлована или там, где такое понижение более всего необходимо) должно равняться величине s и если отдельные колодцы находятся от этой точки на расстоянии x_1, x_2 ... до x_n, то совокупное количество воды, подлежащей извлечению из всех колодцев вместе, равняется:

$$Q = \frac{\pi k \cdot s(2H - s)}{\ln R - \frac{1}{n}\ln(x_1 \cdot x_2 \ldots x_n)}, \qquad (53)$$

а понижение в указанной точке:

$$s = H - \sqrt{H^2 - \frac{Q}{\pi k}\left[\ln R - \frac{1}{n}\ln(x_1 \cdot x_2 \ldots x_n)\right]}. \qquad (54)$$

Для определения установки выражение

$$C = \frac{1}{\pi k}\left[\ln R - \frac{1}{n}\ln(x_1 \cdot x_2 \ldots x_n)\right] \qquad (55)$$

есть постоянная величина, а следовательно оба уравнения (53) и (54) можно представить в виде:

$$Q = \frac{s \cdot (2H - s)}{C}, \qquad (56)$$

$$s = H - \sqrt{H^2 - QC}. \qquad (57)$$

Если на основании опытной откачки из некоторого числа колодцев для определенного понижения уровня s_1 в какой-нибудь определенной точке найдено количество воды Q_1, подлежащее извлечению, то для другого понижения уровня s_2 в той же самой точке соответ-

РГБ ДНУКТ

ствующее количество Q_2 получается из отношения:

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{s_1 (2H - s_1)}{s_2 (2H - s_2)}. \qquad (58)$$

Из уравнений (52) и (58) видно, что при одинаковом положении колодцев количества воды не возрастают так же быстро, как понижение уровней. Когда дело касается незначительного понижения сравнительно с мощностью водоносного слоя или в соответственном случае с глубиною расположения фильтра ниже непониженного уровня воды, ошибка не будет слишком велика, если считать увеличение количества воды прямо пропорциональным величине понижения ее уровня.

Для частного случая, когда колодцы расположены по окружности радиуса a и понижение уровня происходит в центре этой окружности $x_1 = x_2 = \quad = x_n = a$, а величина C в уравнении (55) будет равна

$$C = \frac{1}{\pi k} (\ln R - \ln a). \qquad (55а)$$

Если для определенной колодезной установки при помощи уравнений (53) и (54) подсчитано количество воды и понижение ее горизонта, то исследование другой колодезной установки, расположенной в плане по схожей фигуре, является задачей довольно простой. Если линейные размеры подобной фигуры в b раз больше, чем первоначальной, то в уравнениях (53) — (55) вместо значения $\frac{1}{n} \ln (x_1 \cdot x_2 \ldots x_n)$ следует подставить величину $\frac{1}{n} \ln (x_1 b \cdot x_2 b \quad x_n b)$ или же $\ln b + \frac{1}{n} \ln (x_1 \cdot x_2 \quad x_n)$, т. е. для подобной фигуры следует прибавить к полученному при первоначальном расчете выражению $\frac{1}{n} \ln \cdot (x_1 \cdot x_2 \quad \cdot x_n)$ одну только величину $\ln b$.

С помощью уравнений (49)—(51) для отдельных колодцев и уравнений (53) — (54) для нескольких колодцев можно с достаточной точностью определить величину понижения и количество подлежащей откачке воды при установках, предназначенных для понижения уровня грунтовых вод в небольшом объеме. В указанных уравнениях предполагаются известными значения H, K и k, а также устройство и расположение колодцев. Таким образом эти значения должны быть определены до производства расчета. Для этого следует прежде всего установить посредством бурения или другим каким-либо путем высоту горизонта грунтовой воды. Если последний испытывает колебания, то нужно исследовать, какую среднюю высоту его во время понижения следует принимать для расчета и не является ли необходимым иметь в виду и более высокий горизонт. Толщина водоносного слоя H определяется посредством бурения. Если она простирается глубже, чем предполагаемое заложение фильтров, т. е. если величина H должна измеряться только до нижнего края фильтра, то для расчета достаточно принять, что нижний конец фильтров располагается на 5—7 *м* ниже подлежащего

НТБ ДПУКТ

осушению дна котлована. При производстве буровых работ следует обращать особое внимание на водонепроницаемые пласты, которые разделяют бассейн грунтовых вод на отдельные «этажи». Равным образом необходимо установить условия давления воды под такими водонепроницаемыми пластами.

Для ориентировочных подсчетов и в целях получения предварительной общей картины существующих условий рекомендуется для начала принимать, что колодцы располагаются по окружности вокруг точки наибольшего понижения уровня; тогда при помощи уравнения (55а) можно очень быстро получить результаты.

Для коэфициента водонепроницаемости k Зихардтом [1] приводятся следующие данные:

Побережье Северного моря Шлюз в Вемельдинге (Голландия)	Очень мелкий песок, частично с содержанием глины или глея 0,0001.
Шлюз в Эмдене	То же самое — 0,0002.
Северогерманская низменность (Берлин)	Чистый мелкий песок 0,001 — — 0,002 (предельные значения 0,0005 и 0,005).
Шведская прибрежная область, среднее течение р. Шлюз в Зедертале	Более крупный песок, речной гравий 0,005 — 0,01.

Эти числовые величины дают количество воды, подлежащей откачке в секунду. На основании произведенных в Везермюнде вычислений для местных грунтовых условий получились значения, колебавшиеся от 0,000274 до 0,000387, в среднем k равнялось 0,000337, а при постройке шлюзов в Зюдертале наблюдались значения k от 0,00006 и до 0,01.

Протяжение R, на которое простирается действие колодца, зависит от времени, в течение которого колодец находится в эксплоатации. Если из какого-нибудь колодца постоянно выкачивается определенное количество воды, то уровень последней в нем понижается и одновременно увеличивается пространство, занимаемое воронкой депрессий. Радиус окружности, по которому воронка пересекает непониженный горизонт или в соответственном случае касается его, и будет искомым протяжением действия колодца; это последнее таким образом постоянно возрастает вместе с продолжительностью действия колодца и притом одновременно с понижением уровня. Однако в то время как понижение уровня находится в зависимости от количества откачиваемой воды, указанное протяжение действия колодца от него не зависит. Если пренебречь влиянием выпадающего во время действия колодца дождя, то по Шульце [2]:

$$R = 60 \sqrt{\frac{6\,Hk \cdot t}{\alpha}}, \qquad (59)$$

где t означает продолжительность действия в часах, а α — содержание пустот в грунте.

При выборе значения для продолжительности действия t следует руководствоваться уже выполненными аналогичными сооружениями. В таком случае из уравнения получаются достаточно приемлемые

---

[1] „Bauingenieur", 1923, стр. 599.

[2] Schultze, Grundwassersenkung, стр. 11, уравнение (18), Берлин 1924.

НТБ ДНУЖТ

данные для определения протяжения R_0, на которое распространяется снижение уровня, хотя вывод этого уравнения и не является бесспорным [1].

После того как указанным способом будет вычислен объем воды при откачке для получения определенного понижения уровня, следует принять производительность установки на 25—30% выше расчетной. Таким путем, несмотря на известную сомнительность выбранных для водонепроницаемости коэфициентов, получаются некоторая гарантия и преимущество значительной мощности установки в начале понижения, благодаря чему можно скорее достигнуть цели.

Количество воды, подлежащей извлечению из отдельного колодца, следует определять из уравнения (51), предполагая такое понижение s в колодце, при котором пониженный горизонт воды располагается на 3,5—5 *м* выше нижнего конца фильтра. На основании этого количества и всего объема воды, подлежащей откачке, получается требующееся число колодцев, которые должны быть расположены таким образом, чтобы пониженный уровень воды стоял повсеместно примерно на 0,50 *м* ниже подошвы котлована, что и следует проверять расчетным путем по уравнению (49).

Расстояние между колодцами при средних условиях грунта (k = = 0,001—0,002) от 6 до 12 *м*. Чем мельче грунт и чем менее он водопроницаем, тем чаще при крутом направлении линий депрессии следует устанавливать колодцы. Они должны располагаться таким образом, чтобы линии депрессии по возможности соответствовали форме котлована. Следует избегать бесполезной глубины понижения, так как это увеличивает количество подлежащей откачке воды.

Согласно уравнениям (53) и (54) диаметр колодцев не оказывает непосредственного влияния на количество откачиваемой воды и на понижение уровня. Целесообразный способ выбора диаметра указан ранее (стр. 273).

Всасывающим трубам и трубопроводам следует придавать такие размеры, чтобы скорость движения воды в них достигала от 0,75 до 1,2 и самое большее 1,5 *м*.

При расчете мощности насоса для центробежных насосов в зависимости от величины установок и равномерности их использования к. п. д. при учете всех потерь в трубопроводах следует принимать равным от $\frac{1}{3}$ до $\frac{1}{2}$ Мощность насоса определяется выражением:

$$L = \frac{Qh}{75\eta} P \cdot S, \qquad (60)$$

где Q обозначает полное количество подлежащей откачке воды в $м^3/сек$, b — неизбежную величину подъема в *м*, а $\eta = {}^1/_3$ до ${}^1/_2$ — к. п. д.

При более значительных установках для понижения уровня грунтовых вод до начала или в начале строительных работ рекомендуется производить пробное понижение уровня для определения в каждом отдельном случае при данных грунтовых условиях значений водонепроницаемости грунта k

[1] „Zentralbl. d. Bauv.", 1925, стр. 368 вверху.

НТБ ДНУЖТ

и протяжения депрессии R, а также для выбора наиболее целесообразной фильтрационной сетки, наиболее благоприятной высоты установки и наиболее выгодного диаметра фильтров.

Коэфициент водонепроницаемости k можно установить расчетным путем посредством определения во время производства опытной откачки понижения уравнений s_1 и s_2 (соответственно $z_1 = H - s_1$ и $z_2 = H - s_2$) в двух различных точках, от которых колодцы находятся на расстояниях x_1', x_2' . . x'_n и x_1'', x_2'' x_n''.
На основании уравнения (53) получается тогда:

$$K = \frac{Q \ln x_1' \cdot x_2' \ldots x_n' - \ln x_1'' \cdot x_2'' \ldots x_n''}{\pi n \, 2H(s_1 - s_2) - (s_1^2 - s_2^2)} =$$

$$= \frac{Q}{\pi n} \frac{\ln x_1' \quad x_2' \ldots x_n' - \ln x_1'' \cdot x_2'' \ldots x_n''}{z_1^2 - z_2^2}. \qquad (61)$$

Если известен коэфициент проницаемости k и измерено понижение уровня в колодце s_{br}, а также количество подлежащей откачке воды q, то протяжение, на которое распространяется понижение уровня от одного отдельного колодца, можно определить из выражения:

$$\ln R = \ln r + \frac{\pi k \, s_{br}}{q}(2H - s_{br}). \qquad (62)$$

Точно так же и для нескольких n колодцев, расстояния которых от некоторой точки, где измерено понижение уровня s, составляют x_1. $x_2 \ldots x_n$ и для которых определено полное количество подлежащей откачке воды Q, получается:

$$\ln R = \frac{1}{n} \ln (x_1 \cdot x_2 \ldots x_n) + \frac{\pi k s (2H - s)}{Q}. \qquad (63)$$

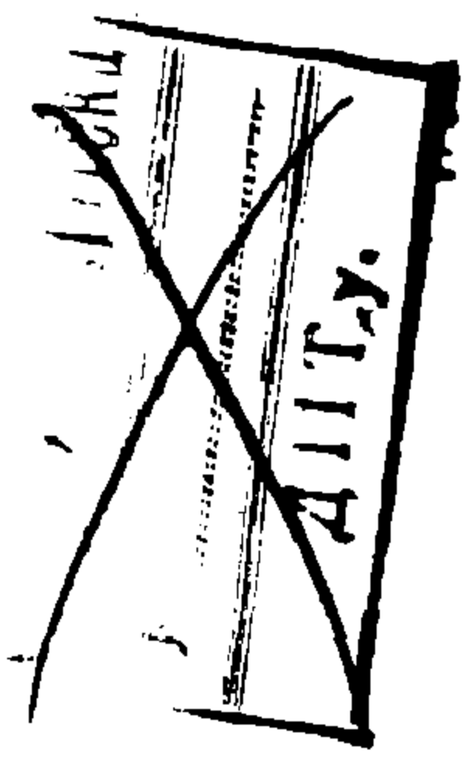
Чем больше масштаб пробного понижения уровня, тем менее результаты его зависят от случайных причин. Поэтому опытную установку следует устраивать таким образом, чтобы ее можно было использовать и при окончательном оборудовании; благодаря этому без затраты особых средств получаются надежные данные. Такой принцип, повидимому, фактически и проводился при всех более или менее значительных сооружениях последнего времени. Однако при всех относящихся сюда расчетах и исследованиях нельзя оставить без внимания неоднородность грунтовых условий. Поэтому каждая установка для понижения уровня грунтовых вод должна быть устроена таким образом, чтобы она могла быть легко приспособлена к исключительным условиям, предвидеть которые невозможно заранее, и чтобы следовательно без особых затруднений можно было увеличить или уменьшить число колодцев, а также добавить или выключить насосные агрегаты.

В приведенных до сих пор расчетах принимается находящийся

НТБ ДПУЖТ

в равновесии резервуар грунтовых вод определенной глубины и неограниченной длины и ширины. Случаи, когда этот резервуар имеет границы или с какой-нибудь стороны испытывает влияние надземного водяного потока, либо дело идет не о резервуаре грунтовой воды в состоянии равновесия, а о подземном потоке, или когда несколько подземных водоемов расположены один над другим (ярусное расположение грунтовых вод), или же наконец когда грунтовая вода находится под артезианским напором, — все эти частные случаи также поддаются расчету с большей или меньшей точностью. В отношении такого рода частных случаев следует обратиться непосредственно к поименованным выше источникам (стр. 263, прим.). Там же можно найти и подробно разработанные числовые примеры.

НТБ
ДНУЖТ



КНИГ
БИБЛИОТЕКА
ИНВ № 23826

Редактор *С. М. Мелькумов.*
Техредактор *В. Дахнов.*
Сдано в набор 14/VI 1933 г.
Подписано к печати 25/VIII 1933 г.
Формат 62×94 1/16. Госстройиздат № 309. Индекс С—27-5-2 Тип. зн. в 1 п. л. 54.000.
Ленгорлит № 19264. Тираж 10.000—18 п. л. Заказ 1126.

2-я типография ОНТИ им. Евгении Соколовой. Ленинград, пр. Красных Командиров, 29.

НТБ ДНУЖТ

Сканировала Тараненко Т. В.

НТБ ДНУЖТ