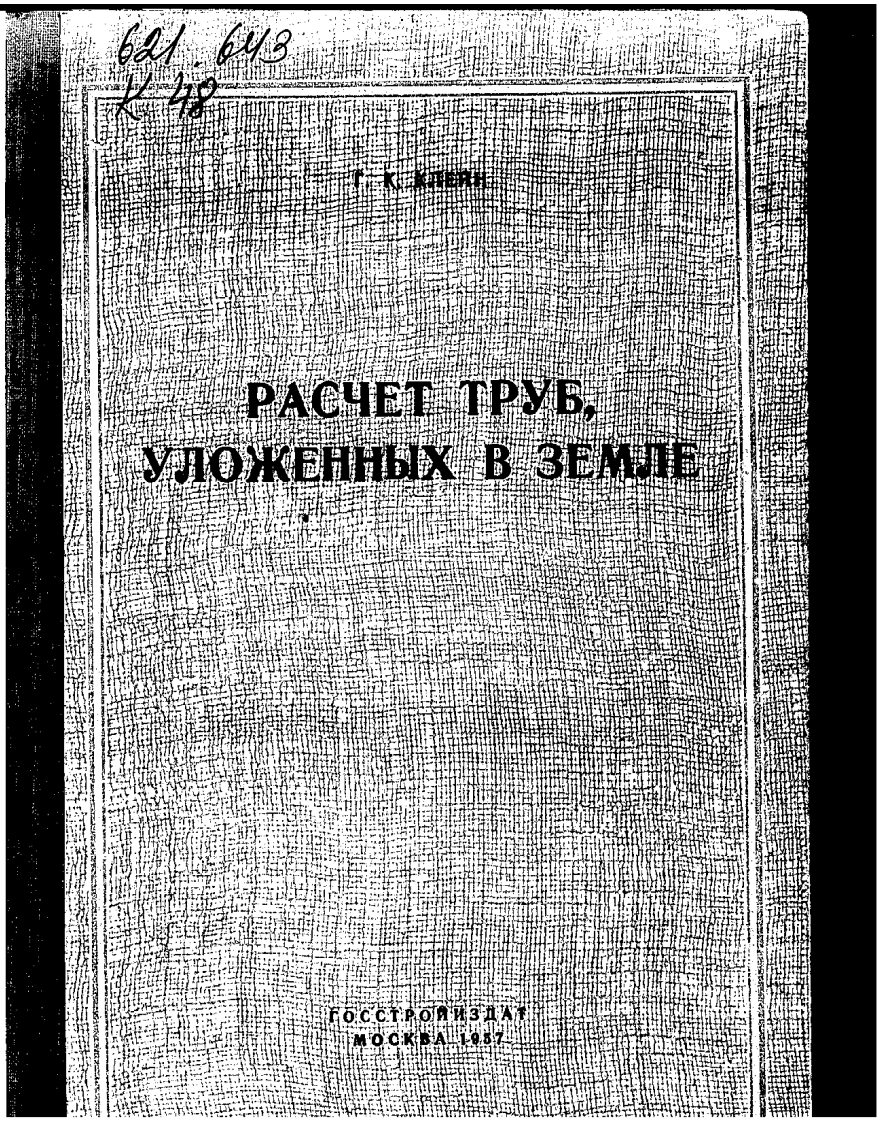
Библиотека СОК



Г. К. КЛЕЙН
Профессор, доктор технических наук

РАСЧЕТ ТРУБ, УЛОЖЕННЫХ В ЗЕМЛЕ

ИЗДАНИЕ 2-е, ПЕРЕРАБОТАННОЕ И ДОПОЛНЕННОЕ

ГОСУДАРСТВЕННОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ И АРХИТЕКТУРЕ
Москва—1957

Научный редактор—доц. канд. техн. наук А. М. Афанасьев

В книге изложены основные вопросы расчета уложенных в земле труб из разных материалов.

Рассмотрены действие различных нагрузок и влияние условий укладки, а также методика расчета труб по предельным состояниям в соответствии с новыми Строительными нормами и правилами.

В основу предлагаемых методов расчета положены современные достижения науки и техники в СССР и за границей.

Книга предназначена служить пособием по проектированию трубопроводов разного назначения.

35213

НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ БИБЛИОТЕКА НИИ-ОСП

ПРЕДИСЛОВИЕ

Директивы XX съезда КПСС по шестому пятилетнему плану развития народного хозяйства СССР на 1956 — 1960 гг. предусматривают преимущественное развитие тяжелой промышленности, определяющей дальнейший подъем всех отраслей народного хозяйства.

В комплексе сооружений, входящих в состав предприятий машиностроительной, металлургической, угольной и нефтяной промышленности, гидро- и теплоэлектростанций, а также городских хозяйств, большой удельный вес имеют трубопроводы разного назначения. Поэтому устранение излишеств при проектировании и строительстве трубопроводов в свете постановления ЦК КПСС и Совета Министров СССР от 4 ноября 1955 г. имеет большое народнохозяйственное значение. Одним из способов устранения этих излишеств является правильный метод расчета, наиболее полно отражающий действительные условия работы сооружения.

Трубы, уложенные в земле, находят самое разнообразное применение. Они могут быть использованы в качестве водопроводных, канализационных, дренажных, нефтепроводных, газопроводных, теплофикационных, водопропускных под автомобильными и железными дорогами и трубопроводов гидроэлектростанций. Поэтому изучение работы подземных трубопроводов под действием передающихся на них нагрузок и правильное назначение толщин стенок труб являются весьма важными с инженерной и экономической точек зрения.

Наблюдающийся за последние годы рост транспортных нагрузок одновременно с тенденцией к уменьшению глубин заложения труб заставляет отнестись к этому вопросу с самым пристальным вниманием.

В книге рассматриваются трубы из разных материалов, причем наиболее подробно рассмотрены трубы круглого поперечного сечения, которое благодаря ряду своих достоинств получило наибольшее распространение на практике. Однако, поскольку для кирпичных, бетонных и железобетонных коллекторов и водопропускных труб большого диаметра применяются и другие формы поперечных сечений (овоидальные, лотковые,

прямоугольные и др.), в книге сделаны указания, дающие возможность произвести расчет трубы любого поперечного сечения.

Из многочисленных и часто противоречивых методов расчета подземных трубопроводов автор рекомендует те, которые наиболее хорошо согласуются с экспериментальными данными и, не являясь чрезмерно сложными, оказываются в то же время достаточно строгими в научном отношении.

По сравнению с первым изданием в книге получил более полное освещение вопрос о расчете труб по методу расчетных предельных состояний, разработанный на основе новых Строительных норм и правил (СНиП). Кроме того, дополнительно рассмотрены следующие вопросы.

1. Расчет железобетонных и стальных труб с учетом пластических свойств материалов, позволяющий использовать значительные скрытые резервы прочности и устранить существенные излишества при проектировании и строительстве трубопроводов.
2. Расчет сборных труб и коллекторов.
3. Расчет железобетонных труб с предварительно напряженной арматурой.
4. Расчет гибких гофрированных труб.
5. Расчет тонкостенных стальных труб с ребрами жесткости и без ребер жесткости на устойчивость первого и второго рода при действии нагрузок и образовании вакуума.
6. Расчет трубопровода как пространственной оболочки.
7. Определение усилий, возникающих в трубопроводах при закрытых проходках и при укладке открытым способом.

Пополнены новыми материалами и переработаны также и те разделы книги, которые уже были в первом издании. Значительно увеличено число примеров расчета. По возможности использована вся новейшая отечественная и иностранная литература по данному вопросу.

При подготовке книги ко второму изданию автором учтены замечания и пожелания различных строительных и проектных организаций, а также отдельных лиц.

Автор выражает свою глубокую признательность доценту М. И. Ляцкому и доценту А. М. Афанасьеву за ценные замечания, сделанные при просмотре и редактировании книги.

Глава I

УСЛОВИЯ РАБОТЫ ТРУБ, УЛОЖЕННЫХ В ЗЕМЛЕ, И ПРИНЦИПЫ ИХ РАСЧЕТА ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

1. Условия работы труб, уложенных в земле

Многогранная и сложная проблема расчета труб, уложенных в земле, уже издавна привлекает к себе внимание многочисленных исследователей, посвятивших ей большое число работ и создавших ряд различных методов расчета. Сложность этой проблемы заключается в большом числе факторов, которые оказывают влияние на величину и распределение нагрузок, передающихся на трубу, а также и тех факторов, от которых зависит несущая способность трубы.

В отличие от наземных конструкций расчетная схема подземного сооружения, в частности трубы, уложенной в земле, должна отражать взаимодействие этого сооружения с окружающим ее грунтом. Последний является не только нагрузкой, но также и средой, в которой протекают деформации трубы.

Если труба в поперечном направлении обладает большой жесткостью, то роль среды сводится к роли опоры, реакция которой просто уравновешивает нагрузку. Если, наоборот, труба достаточно гибкая, то при деформациях от действия активных сил ее стенки встречают сопротивление грунта, в результате чего деформации и изгибающие моменты значительно уменьшаются, а несущая способность трубы увеличивается.

Влияние этого фактора тем сильнее, чем плотнее засыпка и чем меньше жесткость трубы, зависящая в свою очередь от модуля упругости материала стенок, их толщины, размеров и формы поперечного сечения трубы. Отсюда вытекает возможность разделения труб по признаку жесткости на две группы:

1) ж е с т к и е, при расчете которых можно с достаточной для практики степенью точности пренебрегать их деформациями, т. е. считать их абсолютно жесткими;

2) г и б к и е, для которых это допущение приводит к недопустимо грубым или даже совершенно неправильным результатам.

В большинстве случаев к жестким трубам относятся бетонные, асбестоцементные и чугунные трубы всех диаметров, а также железобетонные трубы небольших и средних диаметров; к гибким же — стальные трубы всех диаметров и железобетонные трубы больших диаметров.

Помимо такого подразделения, трубы можно разделить на:

1) хрупкие, к которым относятся чугунные, бетонные, асбестоцементные, керамические, кирпичные и пр.;

2) пластичные, к которым следует отнести стальные и железобетонные трубы.

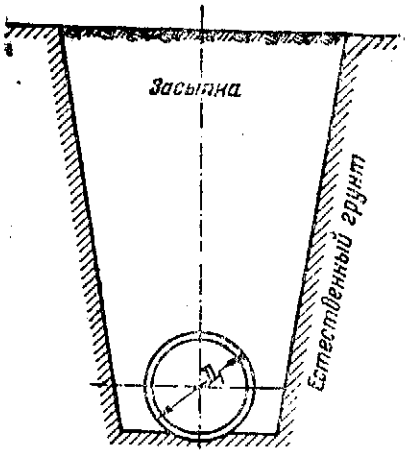


Рис. 1. Труба, уложенная в траншее

Хорошо известно, что хрупкие материалы разрушаются внезапно и при небольших деформациях. Как правило, они плохо сопротивляются растяжению и ударам и очень чувствительны к местным напряжениям. Пластичные материалы этими недостатками не обладают.

Кроме того, механические характеристики хрупких материалов изменяются для отдельных образцов в значительно более широких пределах, чем характеристики пластичных материалов.

Расчет труб из пластичных материалов на прочность может быть выполнен с учетом перераспределения усилий вследствие пластических деформаций. Для хрупких труб это оказывается невозможным.

Давление, которое передается на трубу от засыпки и является во многих случаях основной нагрузкой, достигает своего максимального значения не сразу после засыпки, а спустя год-два. Величина давления зависит от способа укладки трубы в грунт. Следует различать три основных случая.

1. Труба в траншее укладывается в открытой выработке, имеющей небольшую по сравнению с глубиной ширину и ограниченной более или менее твердыми стенками. Пространство над трубой и рядом с ней заполняется засыпкой (рис. 1). Так укладываются обычно трубопроводы водоснабжения, канализационные коллекторы и пр. Ширина траншеи по дну (без учета креплений) принимается согласно табл. 1*.

Заложение откосов принимается в зависимости от грунта и способа его разработки.

* Строительные нормы и правила, ч. IV, т. I, стр. 94, Гос. издательство литературы по строительству и архитектуре, 1955.

Таблица 1

Ширина траншей по дну

Способ укладки трубопроводов	Ширина траншей в *м* для трубопроводов		
	стальных и чугунных	бетонных и железобетонных раструбных и керамических	бетонных и железобетонных фальцевых и на муфтах
В виде плетей или отдельных секций независимо от внутреннего диаметра D_0 труб	$D_0+0{,}3$		
Отдельными трубами диаметром D_0 до 0,5 *м*	$D_0+0{,}5$	$D_0+0{,}6$	$D_0+0{,}8$
Отдельными трубами диаметром D_0 более 0,5 *м*	$D_0+0{,}8$	$D_0+1{,}0$	$D_0+1{,}2$

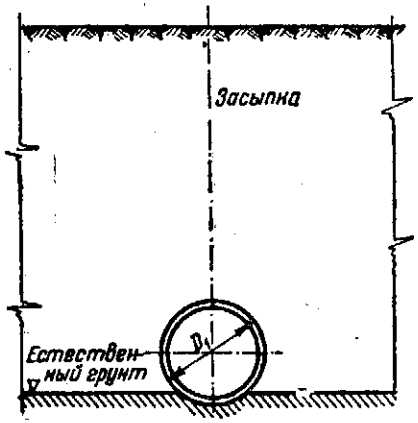


Рис. 2. Труба, уложенная в насыпи

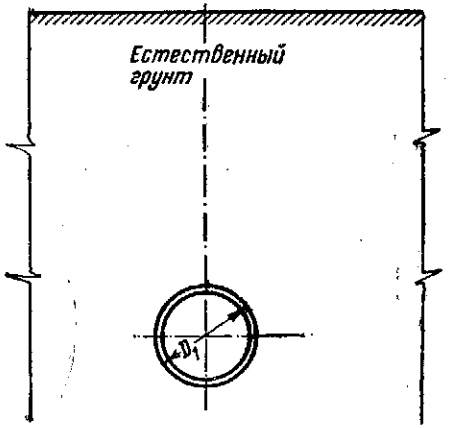


Рис. 3. Труба, уложенная способом закрытой проходки

2. Труба в насыпи укладывается непосредственно на поверхность земли или в очень неглубокой по сравнению с шириной выемке, и над трубой делается отсыпка (рис. 2). Этот случай распространен в дорожном строительстве для водопропускных труб.

3. Труба, уложенная способом закрытой проходки, при которой массив грунта не нарушается с поверхности (рис. 3). Этот способ применяется не только в строительстве тоннелей, но также и при прокладке трубопроводов.

Глубина укладки трубопроводов должна обосновываться теплотехническими расчетами.

Наименьшая глубина заложения от поверхности земли до верха канализационных труб (без утепления) допускается[1]: для труб $D < 600$ *мм* — на 0,3 *м* выше глубины промерзания, но не менее 1 *м*; для труб $D > 600$ *мм* — на 0,5 *м* выше глубины промерзания, но не менее 1 *м*.

При условии обеспечения труб от механического повреждения средствами транспорта их можно укладывать на глубину менее 1 *м*.

Глубина заложения водопроводных труб в сейсмических районах должна быть не менее (до низа трубы) (в *м*):

при сейсмичности 9 баллов	1,75
» » 7—8 »	1,50

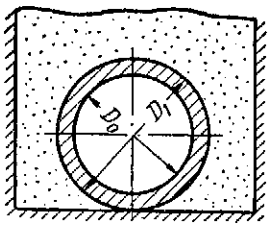


Рис. 4. Опирание трубы на плоскость

Эти глубины могут быть уменьшены на 20—25% в случае крупнообломочных, плотно слежавшихся гравелистых и крупнопесчаных грунтов мощностью 3 *м* и более. В скальных грунтах глубина заложения труб не нормирована.

Способ опирания труб на основание оказывает весьма большое влияние на ее несущую способность. При укладке труб применяют следующие виды опирания.

1. Опирание на плоскость. Труба укладывается непосредственно на плоское основание (рис. 4); этот тип опирания, к сожалению, нередко применяемый на практике, является нежелательным, так как он создает чрезвычайно невыгодные условия для работы трубы, особенно, если она хрупкая.

2. Нормальный способ опирания (рис. 5). Труба укладывается на основание из естественного или насыпного песчаного или песчано-гравелистого грунта, поверхность которого на ширину не менее 0,6 D_1 (наружный диаметр трубы) спрофилирована по форме трубы. Остальная часть трубы засыпается грунтом с трамбованием на высоту не менее 15 *см* над верхом трубы.

Этот способ опирания применяется при укладке во всех сухих грунтах (кроме скальных) металлических и асбестоцементных труб всех диаметров, керамических и пекобетонных труб диаметром до 450 *мм*, бетонных и железобетонных труб диаметром до 450 *мм*, бетонных и железобетонных труб диаметром до 600 *мм*.

При дополнительной подсыпке под трубу слоя крупного песка, гравия или щебня толщиной 0,15—0,2 *м* этот способ можно применять в водоносных грунтах для указанных выше диаметров, а в сухих нескальных грунтах — без ограничения величины диаметра. В песчаных грунтах этой подсыпки не требуется.

3. Опирание на фундамент (рис. 6). Труба укладывается на сплошную бетонную или железобетонную опору, под которой при слабых грунтах основания должна быть сделана подготовка из утрамбованного щебня или гравия.

Чем больше угол α, тем в более благоприятных условиях будет находиться труба. Это относится также и к случаю нормального опирания трубы на грунт.

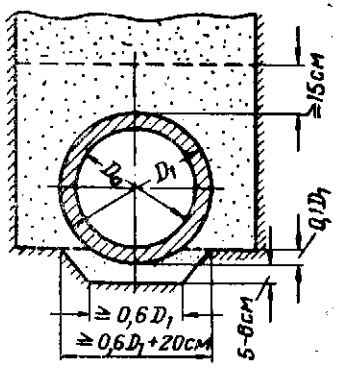


Рис. 5. Нормальный способ опирания трубы

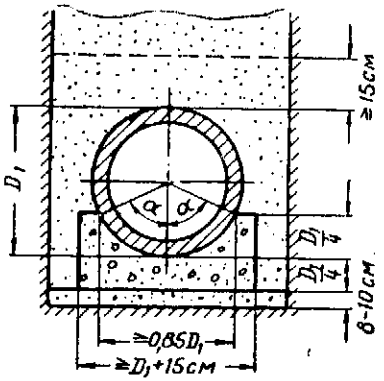


Рис. 6. Опирание трубы на фундамент

Опирание на фундамент может применяться наравне с предыдущим способом во всех указанных выше случаях с целью уменьшения изгибающих моментов в трубе.

В качестве обязательной укладка на бетонный фундамент (или на бетонную подготовку толщиной 0,1—0,15 *м*, спрофилированную по форме трубы) производится при скальном основании для всех диаметров, а в водоносных грунтах для керамических и пекобетонных труб — диаметром более 450 *мм*, для бетонных и железобетонных труб более 600 *мм*.

В плывунах и болотистых грунтах под бетонный фундамент должно устраиваться искусственное основание из железобетонных плит, опертых на сваи, ростверки или рамы, бетонные подушки на утрамбованном щебне и т. п.

Применяются и другие типы опирания, но они или занимают промежуточное положение между перечисленными выше или мало отличаются от них по своему действию на трубу.

2. Принципы расчета труб по предельным состояниям

В соответствии со Строительными нормами и правилами (сокращенно СНиП), обязательными для применения с 1 января 1955 г., расчет труб, уложенных в земле, как и всех других

[1] Нормы и технические условия проектирования наружной канализации промышленных предприятий и поселков при них (НиТУ 12—49). Стройиздат, 1949.

сооружений, должен производиться по методу расчетных предельных состояний, разработанному в Советском Союзе коллективом авторов под руководством заслуженного деятеля науки и техники В. М. Келдыша и члена-корреспондента АН СССР Н. С. Стрелецкого.

Принципиальными особенностями этого метода являются:

1. Установление общего и четкого критерия предельных состояний работы конструкций, который определяется тем, что конструкция перестает удовлетворять предъявленным к ней эксплуатационным требованиям, т. е. теряет способность сопротивляться внешним воздействиям или получает недопустимые деформации или местные повреждения.

2. Установление трех предельных состояний:

а) потерю несущей способности (прочности, устойчивости или выносливости);

б) развитие чрезмерных деформаций;

в) образование или раскрытие трещин или появление других местных повреждений.

3. Унификация способов расчета конструкций из различных материалов и оснований сооружений.

4. Возможность учета свойств пластичности материалов при расчете конструкций по несущей способности.

5. Замена единого коэффициента запаса, принятого в методе допускаемых напряжений и в методе разрушающих нагрузок, тремя расчетными коэффициентами:

а) коэффициентом перегрузки n, который учитывает опасность превышения (а в отдельных случаях уменьшения) нагрузки по сравнению с ее нормативным значением, т. е. наибольшим допускаемым при нормальной эксплуатации конструкции. При этом расчетная нагрузка получается путем умножения нормативной нагрузки на коэффициент перегрузки;

б) коэффициентом однородности k, который учитывает опасность снижения сопротивления материала по сравнению с нормативным сопротивлением вследствие изменчивости механических свойств материала; расчетное сопротивление материала получается путем умножения нормативного сопротивления на коэффициент однородности; нормативные сопротивления материалов и коэффициенты однородности должны быть приняты по Строительным правилам и нормам;

в) коэффициентом условий работы m, учитывающим особенности работы конструкций (например, влияние агрессивной среды, концентрацию напряжений, возможность хрупкого разрушения и пр.); этот коэффициент может быть меньше и больше единицы. Коэффициенты условий работы труб должны быть приняты по СНиП в зависимости от материала трубы.

Расчет труб по первому предельному состоянию, т. е. по несущей способности, должен быть обязательным во всех случаях. При этом чаще всего основным будет расчет на прочность.

Однако для труб, уложенных на небольшой глубине от поверхности земли, при интенсивном движении наземного транспорта над трубой последняя будет испытывать знакопеременные напряжения, которые могут привести к разрушению трубы при нагрузках, меньших, чем те, которые являются разрушающими при статическом действии. Поэтому в этих случаях окажется необходимым расчет труб на выносливость с учетом динамических свойств материала.

Для тонкостенных стальных труб, могущих подвергаться действию вакуума, необходима проверка на устойчивость первого или второго рода против сплющивания внешним атмосферным давлением.

Расчет труб по второму предельному состоянию, т. е. по деформациям, может иметь значение только для тонкостенных стальных труб большого диаметра.

Расчет по третьему предельному состоянию, т. е. на образование или раскрытие трещин, обязателен для железобетонных труб и коллекторов. Для стальных трубопроводов к третьему предельному состоянию должно быть отнесено нарушение сплошности стенок труб и их соединений при разрывах трубопровода и появление в них трещин.

Расчет трубы по первому предельному состоянию на прочность сводится к удовлетворению условия:

$$M_{\text{расч}} \leqslant M_{\text{пр}}, \qquad \text{(I.1)}$$

где $M_{\text{расч}}$ — расчетный момент (изгибающий, ядровый, относительно центра тяжести сжатой арматуры и др.) от суммарного воздействия расчетных нагрузок в наиболее невыгодной комбинации;

$M_{\text{пр}}$ — несущая способность сечения стенки трубы на изгиб или на изгиб со сжатием.

Можно также пользоваться расчетным условием непосредственно для нагрузок, действующих на трубу:

$$P_{\text{расч}} \leqslant P_{\text{пр}}, \qquad \text{(I.2)}$$

где $P_{\text{расч}}$ — суммарная расчетная нагрузка на трубу, которая для удобства может быть приведена к двум диаметрально противоположным сосредоточенным силам;

$P_{\text{пр}}$ — несущая способность трубы при таком же загружении, устанавливаемая путем расчета или непосредственно по данным механических испытаний.

При расчете на внутреннее или внешнее равномерное давление расчетное условие по отношению к давлению p или к нормальной силе N принимает следующий вид:

$$p_{\text{расч}} \leqslant p_{\text{пр}} \text{ или } N_{\text{расч}} \leqslant N_{\text{пр}}. \quad \text{(I.3)}$$

Так как расчетная схема трубы является статически неопределимой системой, то определение расчетом ее несущей способности может быть осуществлено двумя путями:

а) без учета перераспределения усилий вследствие пластических деформаций, т. е. при определении расчетных изгибающих моментов и нормальных сил в упругой стадии. Этот путь является единственным для труб из хрупких материалов; однако для них следует предпочесть непосредственное определение несущей способности механическим испытанием, так как расчет дает недостаточно точные результаты;

б) с учетом перераспределения усилий вследствие пластических деформаций, т. е. при определении несущей способности по методу предельного равновесия; этот путь применим лишь для расчета стальных труб и безнапорных железобетонных труб.

Расчет трубы по второму предельному состоянию сводится к удовлетворению условия

$$f \leqslant f_{\text{пр}}, \quad \text{(I.4)}$$

где f — деформация вертикального диаметра трубы (прогиб) от действующих нагрузок с коэффициентами перегрузки, равными единице;

$f_{\text{пр}}$ — предельная деформация вертикального диаметра трубы (предельный прогиб), определяемая условием невозможности дальнейшей ее эксплуатации. Эта величина должна быть установлена с учетом назначения трубопровода и той территории, на которой он уложен. Во всяком случае для стальной трубы она не должна превосходить 5% ее диаметра.

Расчет трубы по III предельному состоянию заключается или в проверке стенки трубы на образование трещин, или в определении ширины их раскрытия.

В первом случае должно быть удовлетворено такое неравенство

$$M \leqslant M_{\text{тр}}, \quad \text{(I.5)}$$

где M — момент от нормативных нагрузок в упругой стадии работы трубы;

$M_{\text{тр}}$ — предельный момент, воспринимаемый стенкой трубы при появлении трещин.

Во втором случае расчетное неравенство будет таким:

$$a \leqslant a_{\text{тр}}, \quad \text{(I.6)}$$

где a — ширина раскрытия трещин от нормативных нагрузок;

$a_{\text{тр}}$ — наибольшая допустимая ширина раскрытия трещин, которая зависит от назначения трубопровода и условий его работы.

При расчете труб по несущей способности нагрузки должны быть приняты в следующих сочетаниях.

1. Основные сочетания из регулярно действующих нагрузок, возникающих при эксплуатации; к этим нагрузкам относятся следующие: собственный вес трубы; внутреннее давление жидкости для тех труб, в которых она регулярно присутствует (водопроводные и канализационные трубы); давление засыпки; давление грунтовой воды при нормальном ее горизонте; нагрузка, действующая на поверхности земли, для труб, уложенных под железными дорогами, автомобильными дорогами, городскими проездами, в аэропортах или на территории промышленных площадок; температурные воздействия для труб с горячим наполнителем (теплофикационные трубы).

2. Дополнительные сочетания, состоящие из комбинаций основных нагрузок с нерегулярно возникающими воздействиями и нагрузками, не связанными с нормальной эксплуатацией трубопровода; к последним, называемым дополнительными, относятся: атмосферное давление при образовании вакуума; давление грунтовой воды при наивысшем ее горизонте; внутреннее давление жидкости для труб, в которых она появляется нерегулярно (дренажные трубы, водостоки); повышение внутреннего давления при гидравлическом ударе в напорных трубопроводах; нагрузка, действующая на поверхности земли в тех местах, где прохождение транспорта или укладка штабелей тех или иных материалов может носить только случайный характер; температурные воздействия для нетеплофикационных трубопроводов.

3. Особые сочетания, состоящие из комбинаций основных и дополнительных нагрузок с воздействиями и нагрузками, носящими аварийный характер и возникающими в исключительных случаях.

К особым нагрузкам относятся: сейсмическая, давление воды при катастрофических паводках и т. п.

Коэффициенты сочетаний нагрузок для труб, уложенных в земле, так же как и для всех сооружений, должны быть приняты равными:

для основных сочетаний	1,0
» дополнительных	0,9
» особых	0,8

Глава II

ВНЕШНИЕ СИЛЫ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ НА ТРУБЫ, УЛОЖЕННЫЕ В ЗЕМЛЕ

1. Собственный вес трубы и давление заключенной в ней жидкости

Выделяя по длине трубы участок, равный единице, будем относить все нагрузки к этому участку. При этом задача будет плоской по отношению к деформациям.

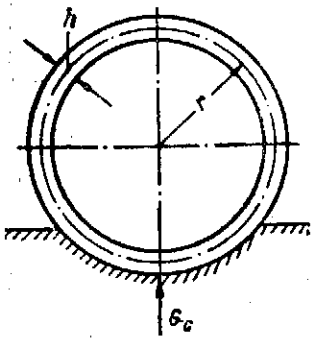


Рис. 7. Расчетная схема трубы при действии собственного веса

Собственный вес круглой трубы с постоянной толщиной стенок является нагрузкой равномерно-распределенной по длине средней линии поперечного сечения и действует вертикально вниз (рис. 7).

Нагрузка на единицу длины окружности трубы

$$g_c = \gamma_c h. \qquad (II.1)$$

Равнодействующая этой нагрузки

$$G_c = 2\pi\gamma_c r h, \qquad (II.2)$$

где γ_c — объемный вес материала трубы;

r — средний радиус поперечного сечения трубы;

h — толщина стенки трубы.

Если поперечное сечение трубы некруглое и если толщина стенок переменная, то нагрузка от собственного веса, оставаясь вертикальной, уже не будет равномерно-распределенной по длине средней линии поперечного сечения трубы.

Расчетные значения объемных весов различных материалов, применяемых для изготовления труб, приведены в табл. 2.

В соответствии с прямыми указаниями СНиП для собственного веса трубы следует принимать коэффициент перегрузки $n_c = 1{,}1$.

Таблица 2

Расчетные значения объемных весов материалов, применяемых для изготовления труб

Материал	Объемный вес в кг/м³	Материал	Объемный вес в кг/м³
Сталь	7 850	Древесина хвойных и мягких лиственных пород (сосна, ель, кедр, пихта)	850
Чугун	7 200		
Бетон невибрированный . .	2 300		
Бетон вибрированный или центрифугированный	2 400	Древесина твердых лиственных пород (дуб, бук, береза, ясень, клен, граб)	1 000
Железобетон невибрированный	2 400		
Железобетон вибрированный или центрифугированный	2 500		
Кирпичная кладка	1 800		

Внутреннее давление жидкости, заключенной в трубе и находящейся под напором, для удобства можно разложить:

а) на гидростатическое давление жидкости (фиг. 8,*а*), целиком заполняющей трубу без напора; вес этой жидкости в круглой трубе составляет:

$$P_0 = \pi\gamma_0 r_0^2, \qquad (II.3)$$

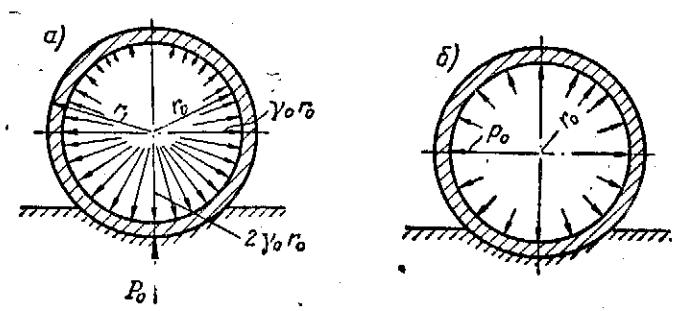


Рис. 8. Расчетная схема трубы при действии внутреннего давления жидкости

а — гидростатическое давление без напора; *б* — равномерное давление под напором

где r_0 — внутренний радиус поперечного сечения трубы;

γ_0 — объемный вес жидкости, нормативное значение которого принимается равным: для пресной воды — 1 $т/м^3$, для морской воды — 1,03 $т/м^3$, для сточной жидкости 1,01—1,08 $т/м^3$ (в зависимости от ее рода); коэффициент перегрузки для гидростатического давления жидкости следует принимать равным $n_0 = 1{,}1$;

б) на равномерное давление (рис. 8,*б*), равное напору p_0 в шелыге. Это слагающее давления вызывает в круглой трубе лишь растяжение стенок. Коэффициент перегрузки для этого слагающего определяется повышением горизонта воды или повышением напора при гидравлическом ударе. В последнем случае расчетное внутреннее давление следует принимать согласно гидравлическим расчетам, но не менее 1,15 гидростатического давления. По У-96-50 (40) для предварительно напряженных железобетонных труб внутреннее давление с учетом гидравлического удара принимается равным: при рабочем (нормативном) напоре в трубе до 5 *ати* — удвоенному рабочему напору, при рабочем напоре в трубе — 5 *ати* и более — рабочему напору плюс 5 *ати*.

Для безнапорных труб давление, производимое заключенной в них жидкостью, определяется степенью наполнения. Очевидно, что при полном наполнении изгибающие моменты всегда больше, чем при частичном, поэтому в тех случаях, когда не исключена возможность переполнения трубы, ее расчет должен быть произведен на полное наполнение.

Расчет трубы на частичное наполнение может встретиться на практике лишь в редких случаях, например, если размеры водопропускной трубы назначены значительно бо́льшими, чем это требуется для пропуска максимального расхода воды. Для давления газов в трубопроводе следует брать коэффициент перегрузки $n_0 = 1{,}2$.

В расчетах труб следует также учитывать повышение внутреннего давления при гидравлических испытаниях во время приемки трубопровода. Это повышение давления регламентировано соответствующими ГОСТами.

2. Давление грунта на трубы в траншеях

При укладке трубы открытым способом с последующей обратной засыпкой выработки (которую мы будем называть т р а н ш е е й) всегда имеется разница в свойствах ненарушенного грунта, слагающего стенки траншеи, и того, который был из нее вынут и обратно засыпан. Последний, как бы тщательно он ни был уплотнен, имеет нарушенную структуру, в то время как за пределами стенок траншеи грунт находится в состоянии, более или менее близком к тому, в котором он находился до устройства траншеи. Поэтому при уплотнении траншейной засыпки под действием ее собственного веса и давления грузов, перемещающихся по поверхности земли, она оседает; между нею и стенками траншеи, подобно тому как это имеет место в силосах, возникают силы трения, которые воспринимают часть веса засыпки, расположенной выше сооружения. Остальная часть передается на сооружение и на засыпку, заполняющую промежутки между сооружением и стенками траншеи, называемые пазухами.

Рассмотрим траншею с вертикальными стенками (рис. 9). Выделив элементарный слой засыпки толщиной dz на глубине z от поверхности, напишем условие его равновесия под действием собственного веса $\gamma B dz$, вертикального давления на него сверху σ_z и снизу $\sigma_z + d\sigma_z$ и сил сцепления и трения, действующих у стенок траншеи [13]. При этом принимается, что сопротивление грунта сдвигу у стенок траншеи составляет:

$$\tau = c + \sigma_x \operatorname{tg} \varphi_0,$$

где c — величина сцепления;
σ_x — нормальное напряжение, действующее горизонтально;
φ_0 — угол трения засыпки о стенку траншеи.

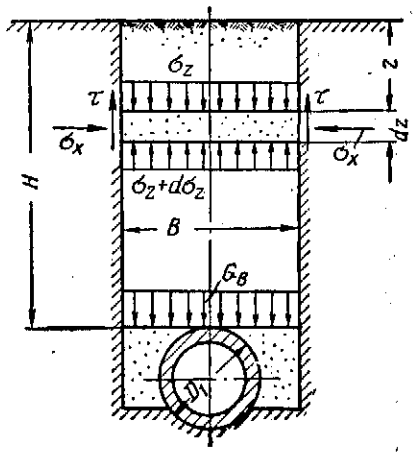


Рис. 9. Расчетная схема к выводу формулы давления засыпки в траншее

Кроме того, делается допущение, что полное вертикальное давление $G_в$ на данной глубине z распределяется равномерно по ширине траншеи и что отношение между горизонтальным и вертикальным напряжением σ_z в каждой точке грунта у стенки траншеи является величиной постоянной, т. е. $\frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \xi_1$.

Проектируя все силы на вертикальную ось, получаем

$$-\gamma B dz - \sigma_z B + (\sigma_z + d\sigma_z) B + 2c dz + 2\xi_1 \sigma_z \operatorname{tg} \varphi_0 \, dz = 0.$$

Делая приведение подобных членов и интегрируя это дифференциальное уравнение при граничном условии, что при $z = 0$ давление $\sigma_z = 0$, находим полное давление на глубине z:

$$G_в = \frac{\gamma B^2 \left(1 - \frac{2c}{\gamma B}\right)}{2\xi_1 \operatorname{tg} \varphi_0} \left(1 - \exp\left\{-\frac{2z}{B} \xi_1 \operatorname{tg} \varphi_0\right\}\right)^1. \qquad \text{(II.4)}$$

На уровне верха трубы при $z = H$ полное расчетное вертикальное давление с учетом перегрузки равно[2]

$$G_в = n_в K_{тр} \gamma B H, \qquad \text{(II.5)}$$

[1] $\exp\{a\} = e^a$.

[2] Формула (II.5) может быть представлена и в таком виде:

$$G_в = n_в C_{тр} \gamma B^2, \qquad \text{где } C_{тр} = K_{тр} \frac{H}{B}.$$

где

$$K_{тр} = \frac{1 - \frac{2c}{\gamma B}}{2\xi_1 \operatorname{tg} \varphi_0} \cdot \frac{B}{H}\left(1 - \exp\left\{-\frac{2H}{B}\xi_1 \operatorname{tg} \varphi_0\right\}\right). \qquad (II.6)$$

Эта величина, которую будем называть «коэффициентом вертикального давления грунта в траншее», представляет собой отношение давления на трубу к весу вышерасположенной засыпки и зависит от отношения $\frac{H}{B}$, от отношения ξ_1 интенсив-

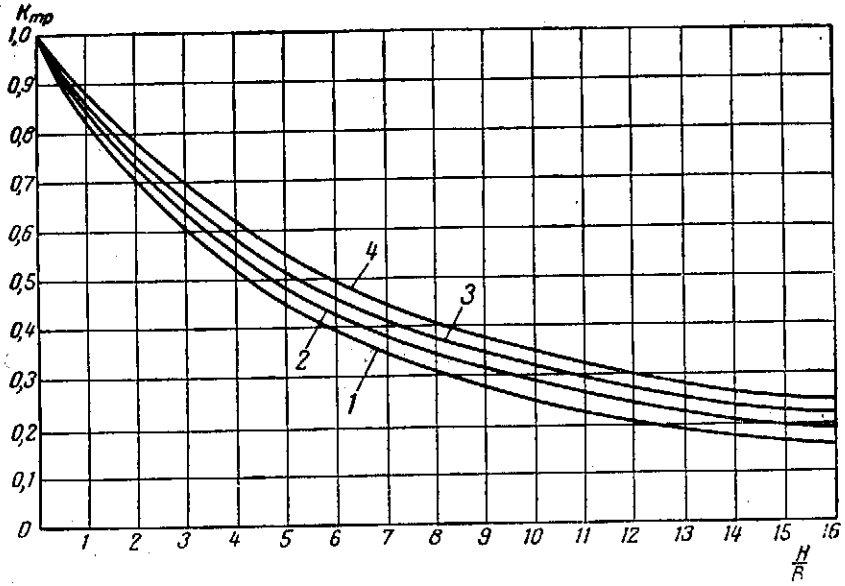


Рис. 10. График для определения коэффициента вертикального давления засыпки на трубы, уложенные в траншеях

ности горизонтального давления в засыпке к интенсивности вертикального давления, от угла трения φ_0 засыпки о стенку траншеи и от величины сцепления c.

Для определения $K_{тр}$ в зависимости от $\frac{H}{B}$ и $\xi_1 \operatorname{tg} \varphi_0$ можно пользоваться графиком (рис. 10), при составлении которого сцепление c принято равным нулю. Выбор кривой на этом графике производится в соответствии с данными табл. 3. При этом ввиду того, что для ряда грунтов произведение $\xi_1 \operatorname{tg} \varphi_0$ имеет примерно одинаковое значение, можно остановиться на четырех стандартных величинах этого произведения.

Таблица 3

Выбор кривых на графике (рис. 10)

Вид грунта засыпки	$\xi_1 \operatorname{tg} \varphi_0$	№ кривой
Пески и растительный грунт, сухие	0,192	1
Пески и растительный грунт, влажные и насыщенные водой, а также глинистые грунты твердые	0,165	2
Глинистые грунты пластичные	0,148	3
» » текучие	0,132	4

Формула (II.5) дает величину давления на всю ширину траншеи без учета того, что труба занимает только часть этой ширины. При повышении степени уплотнения засыпки между трубой и стенками траншеи вертикальное давление на трубу уменьшается: труба и смежная с ней засыпка образуют статически неопределимую систему, степень участия элементов которой в восприятии полного вертикального давления определяется соотношением между их жесткостями на сжатие. На более жесткий элемент передается и бо́льшая доля общей нагрузки. При рыхлой засыпке в пазухах на трубу передается почти все давление, в то время как при хорошем уплотнении этой засыпки труба воспринимает только некоторую часть полной нагрузки.

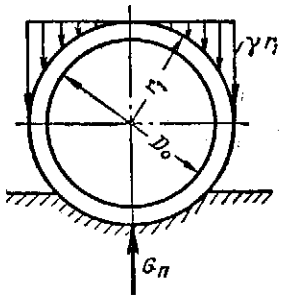


Рис. 11. Схема нагрузки на трубу от веса засыпки в „пазухах" верхнего свода

Поэтому в случае небольших отношений между шириной траншеи B и шириной сооружений D_1 и при плотной утрамбовке пазух можно ввести в формулу (II.5) поправочный множитель, меньший единицы, учитывающий передачу на трубу только половины нагрузки, находящейся над пазухами; это приводит к такой формуле:

$$G_в = n_в K_{тр} \gamma H \frac{B + D_1}{2}. \qquad (II.7)$$

Для трубопроводов большого диаметра (больше 1 *м*), уложенных на глубине менее одного диаметра от поверхности земли, следует дополнительно учитывать вес засыпки в пазухах верхнего свода (рис. 11). Для обеих пазух расчетный вес засыпки составляет:

$$G_п = 0{,}1075\, n_в \gamma D_1^2. \qquad (II.8)$$

В табл. 4 сопоставлены результаты определения полного давления по формулам (II.5) и (II.7) с результатами опытов, проведенных в 1928—1929 гг. проф. Н. Н. Давиденковым при укладке канализационного коллектора в Ленинграде [12]. Эти опыты, проведенные с использованием струнного метода, имели целью определение давления земли на трубы в траншеях.

Таблица 4

№ участка	Глубина заложения H в $м$	Ширина траншеи B в $м$	Внешний диаметр трубы D_1 в $м$	Интенсивность вертикального давления $G_в$ в $т/м^2$	Полное давление по данным опыта $G_в$ в $т$	$\frac{H}{B}$	Коэффициент по формуле (II. 6)	Полное давление по формуле (II. 5)	Расхождение с данными опыта в %	Полное давление по формуле (II. 7)	Расхождение с данными опыта в %
I	4,2	2,8	1,0	10,41	10,41	1,5	0,70	15,9	+52	10,80	+3,5
II	3,9	2,8	0,9	9,74	8,75	1,4	0,71	14,8	+52	9,45	+7,9
III	4,0	1,8	0,9	7,79	7,00	2,2	0,60	8,4	+20	6,40	—8,5

При вычислении полного вертикального давления $G_в$ по измеренному давлению в ключе мы считали вертикальное давление равномерно-распределенным по горизонтальной проекции трубы.

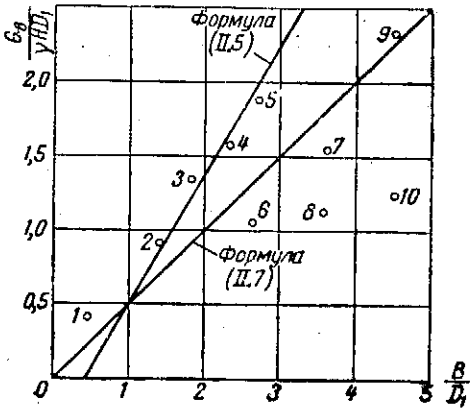


Рис. 12. Сравнение величин давления по формулам (II. 5) и (II. 7) с данными опытов

На рис. 12 нанесены данные опытов А. Марстона [59] с чугунной трубой внешним диаметром 0,69 $м$, при толщине стенок 4 $см$ и при глубине заложения $H = 3$ $м$. На этом же рисунке показаны прямые, соответствующие формулам (II.5) и (II.7) при $n_в = 1$ и изображающие функциональные зависимости между удельным давлением на трубу $\frac{G_в}{\gamma H D_1}$ и отношением $\frac{B}{D_1}$. Данные опытов дают весьма пестрые результаты, верхние пределы которых при малых и средних отношениях $\frac{B}{D_1}$ довольно хорошо отвечают формуле (II.5). Формула же (II.7) лучше соответствует средним результатам опытов.

Опытные экспериментальные исследования давления земли на водовод сечением $1{,}89 \times 2{,}78$ $м$ второго бакинского водопровода длиной около 180 $км$, произведенные Азербайджанским научно-исследовательским институтом сооружений и строительных материалов [15] в производственных условиях, позволяют сделать вывод, что при неуплотненных пазухах близкую к фактической величину нагрузки дает формула (II.5), а для хорошо уплотненных пазух — формула (II.7).

При увеличении ширины траншеи может быть достигнут такой предел отношения $\frac{B}{D_1}$, при котором влияние стенок траншеи уже не будет сказываться на величину расчетной нагрузки на трубу. При этом труба будет находиться в условиях, аналогичных условиям укладки в насыпи.

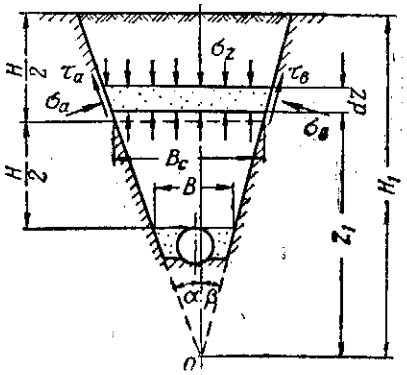


Рис. 13. Траншея с наклонными стенками

Поэтому нагрузка, найденная по формуле (II.7) или при неуплотненных пазухах по формуле (II.5), не должна превосходить нагрузку для трубы, уложенной в насыпи. В противном случае давление засыпки следует определять, как для случая укладки трубы в насыпи. Ширина траншеи, при которой вертикальное давление засыпки достигает величины давления в насыпи, называется переходной.

Для траншеи с наклонными стенками (рис. 13) решение, аналогичное рассмотренному выше, но без учета сцепления, получено Е. А. Гаврашенко [6] и А. Фельми [64]. Согласно решению Е. А. Гаврашенко, полное вертикальное давление на уровне z_1 от начала координат, принимаемого на пересечении продолжений стенок траншеи, выражается формулой

$$G_в = \frac{\gamma B z_1^2}{K H_1}\left[1 - \left(\frac{z_1}{H_1}\right)^K\right], \qquad \text{(II.9)}$$

где

$$K = \frac{\xi_a \operatorname{tg}\alpha + \xi_в \operatorname{tg}\beta + \xi_a \operatorname{tg}\varphi_a + \xi_в \operatorname{tg}\varphi_в - \operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\beta}{\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{tg}\beta}.$$

При этом

$$\xi_a = \frac{\sigma_a}{\sigma_z}; \quad \xi_в = \frac{\sigma_в}{\sigma_z}; \quad \operatorname{tg}\varphi_a = \frac{\tau_a}{\sigma_a}; \quad \operatorname{tg}\varphi = \frac{\tau_в}{\sigma_в}.$$

Затруднение для применения этого решения на практике составляет отсутствие экспериментально обоснованных значений параметров, входящих в формулу (II.9).

Поэтому для траншей с переменной по высоте шириной приходится пользоваться формулой (II.7), принимая, по предложению Н. М. Виноградова, в качестве расчетной ширины траншеи ширину ее B на уровне верха сооружения, но определяя коэффициент $K_{тр}$ по графику рис. 10 для отношения $\frac{H}{B_c}$, где B_c — ширина траншеи на глубине $\frac{H}{2}$ от поверхности. Аналогичным путем определяется вертикальное давление засыпки и в траншее с уступами (рис. 14).

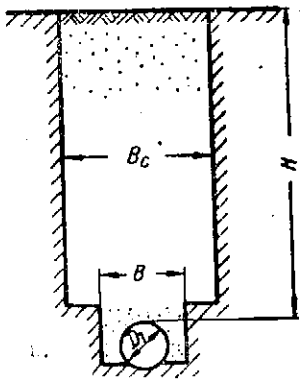


Рис. 14. Траншея с уступами

Горизонтальное (боковое) давление на жесткие трубы, уложенные в траншеях, имеет, как показывают опыты, весьма незначительную величину. Это объясняется следующими причинами. Во-первых, грунт, заполняющий пространство между стенками траншеи и трубой, испытывает меньшее удельное вертикальное давление, чем последняя, так как он более сжимаем, чем жесткая труба. Боковое же давление, как известно, зависит от вертикального.

Во-вторых, указанное пространство представляет собой, если можно так выразиться, «вторичную» и притом обычно довольно узкую траншею, в которой давление быстро убывает и на уровне горизонтального диаметра трубы достигает весьма малой величины.

Опытами установлено, что уплотнение засыпки, заполняющей промежутки между трубой и стенками траншеи, повышает величину бокового давления на трубу.

В случае гибких труб опыты показывают, что у них боковое давление грунта имеет значительную величину, иногда даже превышающее вертикальное давление. Однако это боковое давление не является в данном случае активным. Оно обусловлено деформацией трубы и должно быть названо реактивным давлением или отпором грунта.

Поэтому боковое активное давление грунта на трубы в узких траншеях или совсем не учитывается, или принимается равным $^1/_6$ величины вертикального давления. Для более широких траншей это отношение может быть повышено до $\frac{1}{5}-\frac{1}{4}$, а при хорошем уплотнении пазух до $\frac{1}{3}$ и даже более. Ввиду того, что боковое давление засыпки исчисляется как часть от вертикального, его обычно даже не рассматривают в качестве независимой нагрузки, а косвенно учитывают при расчете трубы на действие вертикального давления засыпки.

Распределение давлений по окружности трубы подчиняется сложному, пока еще недостаточно изученному закону. Имеются попытки апроксимировать этот закон теми или иными эмпирическими функциями. Так, например, Б. В. Лопатин [27] предлагает принять равнодействующую давления грунта в любой точке поверхности трубы, направленной радиально и изменяющейся в линейной зависимости от угла θ, отсчитываемого от вертикального диаметра.

При этом давление в любой точке поверхности круглой трубы выражается такой формулой:

$$g_0 = g_в\left(1 - \frac{\theta}{\pi - \alpha}\right), \qquad (II.10)$$

где $g_в$ — интенсивность давления в верхней точке трубы;
α — угол опирания трубы.

Близкие по смыслу формулы были еще раньше предложены М. И. Ляцким [23], Я. Г. Галкиным [7] и В. А. Ярошенко [48].

Прекрасно описывая результаты экспериментов по определению нормальных составляющих давления грунта на трубы, формула (II.10) не учитывает касательных составляющих давлений, которые в большинстве опытов просто не подвергались измерению из-за отсутствия необходимой для этого аппаратуры, но которые существуют и заметно утяжеляют работу трубы.

Поэтому будем принимать вертикальное и боковое давления засыпки распределенными равномерно по горизонтальной и вертикальной проекциям трубы.

Если используется формула (II.5), то применительно к указаниям СНиП коэффициент перегрузки для давления засыпки должен быть принят равным $n_в = 1{,}2$. Учитывая, кроме изменчивости объемного веса и угла внутреннего трения грунта, также и отклонения фактического давления от расчетного по формуле (II.7) за счет других факторов, влияние которых доходит до 20%, следует принять $n = 1{,}4$.

Пример 1. Определить расчетное вертикальное давление на железобетонную трубу, уложенную в траншее, если внутренний диаметр трубы $D_0 = 600$ *мм*, глубина заложения верха трубы $H = 4$ *м*, ширина траншеи $B = 1{,}5$ *м*, засыпка песчаная маловлажная, для которой объемный вес имеет нормативное значение $\gamma = 1{,}65$ *т/м*³, уплотнение «пазух» хорошее.

Принимаем толщину стенки трубы $h = \frac{D_0}{10} = 6$ *см* и находим внешний диаметр трубы $D_1 = D_0 + 2h = 60 + 2 \cdot 6 = 72$ *см*.

Отношение $\frac{H}{B} = \frac{4}{1{,}5} = 2{,}67$.

По графику рис. 10 (кривая 2) найдем величину коэффициента $K_{тр} = 0{,}66$.

Полное расчетное вертикальное давление на трубу при коэффициенте перегрузки $n_в = 1{,}4$ найдем по формуле (II.7):

$$G_в = n_в K_{тр} \gamma H \frac{B + D_1}{2} = 1{,}4 \cdot 0{,}66 \cdot 1{,}65 \cdot 4 \cdot \frac{1{,}5 + 0{,}72}{2} = 6{,}75\ т.$$

Если же подходить к вопросу более осторожно и пользоваться формулой (II.5), в которой не учитывается сопротивление грунта, находящегося рядом с трубой, то, как было указано, коэффициент перегрузки можно снизить до 1,2, и тогда получается:

$$G_в = n_в K_{тр} \gamma HB = 1{,}2 \cdot 0{,}66 \cdot 1{,}65 \cdot 4 \cdot 1{,}5 = 7{,}84\ т.$$

В заключение укажем, что, кроме приведенного выше решения, в литературе имеются в некоторых отношениях более строгие или более общие решения, относящиеся к определению давления засыпки в траншеях. Особого внимания заслуживают следующие.

Формула Г. И. Покровского [15] учитывает касательные составляющие давления засыпки, передающиеся трубе по всей высоте, а также наличие разгружающих сводиков в пазухах между трубой и стенками траншей. Она имеет вид:

$$G_в = \frac{n_в \gamma H}{2} \left[B + D_1 + \left(\frac{B + B_1}{2} - D_1 \right) \frac{D_2}{H} \right], \qquad (II.11)$$

где B — ширина траншеи на уровне верха трубы;
B_1 — то же, на уровне дна;
D_1 — внешняя ширина трубы;
D_2 — внешняя высота трубы.

Для условий примера 1 по этой формуле (с коэффициентом перегрузки $n_в = 1{,}2$) получается:

$$G_в = \frac{1{,}2 \cdot 1{,}65 \cdot 4}{2} \left[1{,}5 + 0{,}72 + (1{,}5 - 0{,}72) \frac{0{,}72}{4} \right] = 9{,}34\ т.$$

Решение Е. М. Гутьяра[1] для коэффициента вертикального давления засыпки в траншее, учитывающее деформируемость засыпки в траншее и повышение ее объемного веса, с глубиной под влиянием уплотнения:

$$K_{тр} = \frac{1 - \exp\left\{ A\gamma_0 H - \frac{2H}{B} \xi_1 \operatorname{tg} \varphi_0 \right\}}{2\xi_1 \operatorname{tg} \varphi_0 - A\gamma BH} \frac{B}{H}, \qquad (II.12)$$

где

$$A = \frac{1}{E_0} \left(1 - \frac{2\nu_0^2}{1 - \nu_0} \right); \qquad (II.13)$$

ξ_1 — отношение между составляющими давления засыпки;
E_0 — модуль деформации засыпки;
ν_0 — коэффициент Пуассона засыпки;
φ_0 — угол трения засыпки о стенку траншеи;
γ_0 — объемный вес засыпки в верхнем слое.

[1] Е. М. Гутьяр, Распределение давления по стенке силосной башни, Труды Московского автодорожного ин-та, Сб. 2, 1935.

В зависимости от соотношения между величинами A и $\frac{2\xi_1 \operatorname{tg} \varphi_0}{\gamma B}$ возможны четыре различные формы изменения давления:

1) при $A > \frac{2\xi_1 \operatorname{tg} \varphi_0}{\gamma B}$ давление не имеет предела и стремится к бесконечности при $H = \infty$ (рис. 15, кривая *1*);

2) при $A = \frac{2\xi_1 \operatorname{tg} \varphi_0}{\gamma B}$ после раскрытия неопределенности найдем $K_{тр} = 1$, т. е. давление возрастает пропорционально глубине (рис. 15, прямая *2*);

3) при $A < \frac{2\xi_1 \operatorname{tg} \varphi_0}{\gamma B}$ давление возрастает по закону экспоненциальной кривой и при $H = \infty$ стремится к пределу (рис. 15, кривая *3*)

$$G_в = \frac{\gamma B^2}{2\xi_1 \operatorname{tg} \varphi_0 - A\gamma B};$$

4) при $A = 0$ давление нарастает по уравнению (II.4) и стремится к пределу (рис. 15, кривая *4*):

$$G_в = \frac{\gamma B^2}{2\xi_1 \operatorname{tg} \varphi_0}.$$

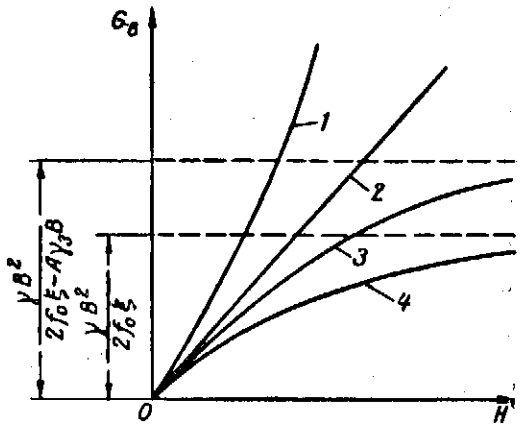


Рис. 15. Различные формы давления траншейной засыпки (по решению Е. М. Гутьяра)

Характер изменения давления по глубине во всех четырех случаях изображен на рис. 15, где прямая *2* является касательной к кривым *1*, *3* и *4* в начале координат.

Произведенные нами подсчеты показывают, что к траншейной засыпке, в зависимости от степени ее уплотнения, применимы, по крайней мере, три формы давления (вторая, третья и четвертая) из четырех указанных выше.

В случае хорошо уплотненной засыпки, как песчаной, так и глинистой, строго говоря, имеет место третья форма изменения давления с глубиной, которая тем более приближается к четвертой, чем выше значение модуля деформации засыпки.

Очевидно, что наибольшее отклонение от четвертой формы будет при глинистой засыпке, обладающей меньшим модулем деформации, чем песчаная. Однако, как показывают подсчеты, и в этом случае отклонение настолько незначительно, что использование формулы (II.6) является вполне обоснованным.

Рыхлой глинистой засыпке хорошо отвечает вторая форма возрастания давления. Такая засыпка в большинстве случаев будет оказывать много большее давление на трубу, чем хорошо утрамбованная, несмотря на то, что объемный вес последней несколько больше.

Таким образом, недостаточное уплотнение траншейной засыпки (особенно глинистой) над трубой может при большой глубине заложения привести к весьма сильному, непредусмотренному расчетом увеличению давления на трубу.

Решения Л. М. Емельянова. В одном из них [16] учтена неравномерность распределения давления по ширине траншеи, что приводит к следующей формуле для коэффициента вертикального давления засыпки в траншее:

$$K_{тр} = \frac{1 - \exp\left\{-A\frac{H}{B}\right\}}{A} \cdot \frac{B}{H}, \qquad (II.14)$$

где

$$A = \frac{2\xi_1 (1 - C)\operatorname{tg}\varphi_0}{1 - \frac{C}{3}}; \qquad (II.15)$$

ξ_1 — отношение между горизонтальной и вертикальной составляющими напряжения у стенки траншеи;

C — коэффициент неравномерности распределения вертикальных напряжений по ширине траншеи (от 0 до 0,3);

φ_0 — угол трения засыпки о стенки траншеи.

Для условий примера 1 получается $K_{тр} = 0{,}67$, т. е. разница составляет всего 1,5%.

В другом решении [17] Л. М. Емельянов учел влияние жесткостей засыпки и самой трубы, величину ее диаметра, ширину траншеи и, что особенно интересно, сбросов, возникающих в траншейной засыпке при ее оседании. Эти сбросы при большой ширине траншеи приводят, как показывают расчеты, к весьма сильному (до 90%) увеличению давления земли на трубу по сравнению с нагрузкой, вычисленной по формуле (II.5) и умноженной на отношение $\frac{D_1}{B}$. Использование же формулы (II.7) дает отклонение от этого решения Л. М. Емельянова всего до 8%.

Формулы А. Фёльми [64] для коэффициента $K_{тр}$ в случае трапецоидальной траншеи:

при $\nu_0 = 0{,}5$ (несжимаемая засыпка)

$$K_{тр} = \frac{\operatorname{ctg}\beta}{2(\omega - 1)}\left[1 - \left(1 + \frac{2H}{B}\operatorname{tg}\beta\right)^{1-\omega}\right]\frac{B}{H}; \qquad (II.16)$$

при $\nu_0 = 0$ (сжимаемая засыпка)

$$K_{тр} = \frac{\operatorname{ctg}\beta}{2(2 - \omega)}\left[\left(1 + \frac{2H}{B}\operatorname{tg}\beta\right)^{2-\omega} - 1\right]\frac{B}{H}, \qquad (II.17)$$

где

$$\omega = \frac{(1 - \sin\varphi\cos 2\beta)\sin(\beta + \varphi_0)}{(1 + \sin\varphi)\cos\varphi_0\sin\beta}, \qquad (II.18)$$

β — угол, образуемый стенками траншеи с вертикалью;

φ — угол внутреннего трения засыпки;

φ_0 — угол трения засыпки о стенку траншеи.

Изменение величины $K_{тр}$ в зависимости от отношения $\frac{H}{B}$ и угла β показано на графике (рис. 16); давление на трубу в случае сжимаемой засыпки возрастает с увеличением угла β; для несжимаемого материала имеет место обратная зависимость.

Сжимаемая засыпка, при прочих равных условиях, производит большее вертикальное давление, чем засыпка, сохраняющая при деформации постоянный объем. Для траншеи с вертикальными стенками оба вида засыпок оказывают одинаковое давление, определяемое коэффициентом $K_{тр}$ по формуле (II.6).

Так как для природных грунтов коэффициент Пуассона лежит в пределах между $\nu_0 = 0$ и $\nu_0 = 0{,}5$, то можно заключить, что формула (II.6), полученная для траншеи с вертикальными стенками, пригодна и для траншей с наклонными стенками. Этот вывод подтверждается и результатами экспериментов.

В другом решении А. Фёльми, относящемся к траншее с вертикальными стенками, принято во внимание образование над жесткой трубой области местного сжатия, имеющей форму трапеции. При этом:

$$G_в = \gamma\left(\frac{B^2 - B_0^2}{4}\operatorname{ctg}\varphi + K' BH'\right), \qquad (II.19)$$

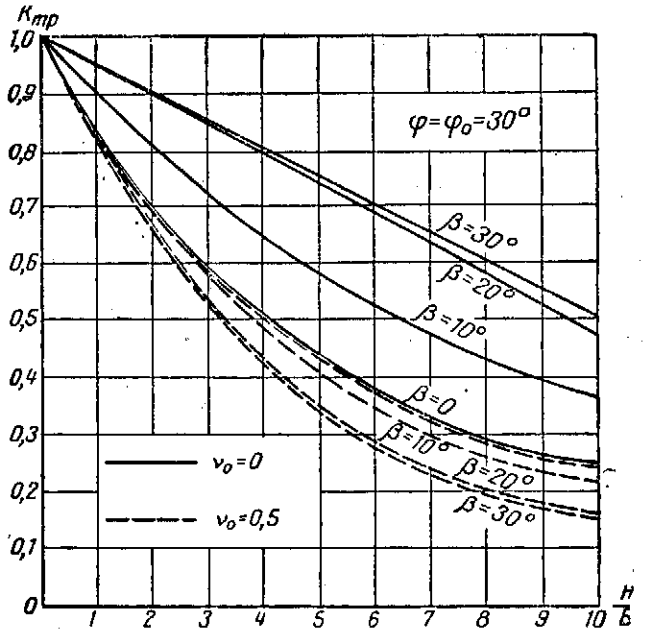


Рис. 16. График коэффициента $K_{тр}$ для траншеи с наклонными стенками

где $B_0 = \frac{\pi}{4}D_1$ — сторона квадрата, заменяющего поперечное сечение трубы;

H' — глубина области местного сжатия от поверхности земли, причем

$$H' = H_0 - \frac{B_0}{2} - \frac{1}{2}(B - B_0)\operatorname{ctg}\varphi;$$

H_0 — глубина заложения центра трубы от поверхности земли.

Если H' приобретает отрицательное расчетное значение, то Фёльми рекомендует пользоваться следующей формулой:

$$G_в = \gamma\left(H_0 - \frac{B}{2}\right)\left[B_0 + \left(H_0 - \frac{B_0}{2}\right)\operatorname{tg}\varphi\right]. \qquad (II.20)$$

Решение Г. А. Гениева[1]. Это решение является наиболее строгим, так как исходит из дифференциальных уравнений плоской задачи теории сыпучей среды и четких граничных условий. В отличие от Янсена и Л. М. Емельянова Г. А. Гениев решил задачу не только для емкости (траншеи) неограниченной, но и конечной глубины. При этом составляющие напряжений выражаются такими формулами:

$$\sigma_z = m_1 E_1(z)\psi(x); \quad \sigma_x = m_1 E(z); \quad \tau_{xz} = m_1 E_1(z)\xi(x), \tag{II.21}$$

где

$$m_1 = \frac{B}{2}\cdot\frac{\gamma}{\operatorname{tg}\varphi_0};$$

$$E(z) = 1 - \exp\left\{-\frac{2\operatorname{tg}\varphi_0}{Bs_1}z\right\};$$

$$\xi(x) = \frac{2x}{B}\operatorname{tg}\varphi_0;$$

$$s_1 = \frac{1}{\cos^2\varphi}\left[1 + \sin^2\varphi + \sin\varphi\left(\sqrt{1-m^2} + \frac{\operatorname{tg}\varphi_0}{\operatorname{tg}\varphi}\arcsin\frac{\operatorname{tg}\varphi_0}{\operatorname{tg}\varphi}\right)\right];$$

$$\psi(x) = \frac{1}{\cos^2\varphi}\left[1 + 2\sin\varphi\sqrt{1 - \frac{4x^2}{B^2}\left(\frac{\operatorname{tg}\varphi_0}{\operatorname{tg}\varphi}\right)^2} + \sin\varphi^2\right]$$

при $\varphi_0 = \varphi$ $s_1 = \dfrac{1}{\cos^2\varphi}\left(1 + \sin^2\varphi + \dfrac{\pi}{2}\sin\varphi\right)$.

Для $\varphi = \varphi_0 = 30°$ $s_1 = 2{,}70$ и тогда при $x = 0$ (на оси траншеи) $\sigma_z = 3\,\sigma_x$; при $x = \pm\dfrac{B}{2}$ (у стенок траншеи) $\sigma_z = 1{,}67\,\sigma_x$.

Формула Н. А. Наседкина и В. Г. Булычева[2]. Все предыдущие формулы относятся к случаю отсутствия перемещения трубы по отношению к засыпке. При возникновении такого перемещения на поверхности трубы должны появиться дополнительные касательные усилия, направленные в сторону, противоположную ее движению.

Распределение касательных усилий по поверхности трубы подчиняется при этом тому же закону, что и распределение относительной скорости движения трубы и грунта (рис. 17):

$$\tau = \tau_{макс}\sin\theta, \tag{II.22}$$

где $\tau_{макс}$ — наибольшая интенсивность касательного давления в точке, соответствующей $\theta = 0$, т. е. на концах горизонтального диаметра.

Если труба при оседании перемещается по отношению к засыпке вниз, то касательные усилия, действующие на трубу, будут направлены кверху (рис. 17,*а*).

Если же засыпка при оседании перемещается по отношению к трубе вниз, то касательные усилия по поверхности трубы имеют вертикальные составляющие, направленные книзу (рис. 17,*б*).

[1] Г. А. Гениев, Теория установившегося движения сыпучей среды Конференция по исследованию прочности, пластичности и ползучести строительных материалов, тезисы докладов, ЦНИПС, 1953.

[2] Н. А. Наседкин и В. Г. Булычев, Распределение напряжения по поверхности круглой трубы, помещенной в грунт, «Журнал технической физики», изд. АН СССР, т. VII, вып. 17, 1937.

При этом нормальные давления на трубу выражаются формулой (рис. 17,*в*):

$$\sigma = \sigma_z(\sin^2\theta + \xi\cos^2\theta) \pm \tau\frac{1+\xi}{2}\sin 2\theta, \tag{II.23}$$

где σ_z — интенсивность вертикального давления на трубу;
ξ — коэффициент бокового давления засыпки.

Знак «плюс» в этой формуле соответствует для верхней половины сооружения случаю, когда касательные силы направлены кверху, а для нижней половины — когда они направлены книзу.

Каждая из формул (II.11)—(II.23) учитывает по сравнению с формулой (II.5) или (II.7) тот или иной лишний фактор, но не является в то же время

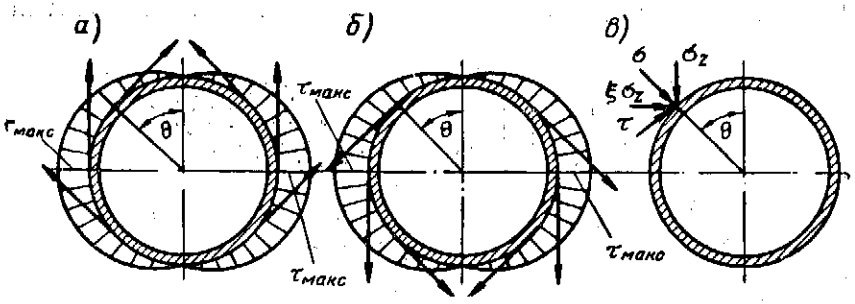


Рис. 17. Распределение касательных давлений по окружности трубы при ее движении в грунте

вполне общей, так как оставляет без рассмотрения остальные факторы. Поэтому в практическом отношении ни одна из этих формул не имеет существенного преимущества перед другими. Формула (II.5) рекомендована У-96-50 МСПТИ [40] как наиболее простая и в то же время достаточно обоснованная данными опытов.

3. Давление грунта на трубы в насыпях

Допуская, что присутствие трубы не изменяет напряженного состояния засыпки, можно воспользоваться для определения составляющих давления грунта на верхнюю половину трубы, уложенной в насыпи, известными формулами для напряжений по косым площадкам в условиях плоской задачи:

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2}(\sigma_z + \sigma_x) + \frac{1}{2}(\sigma_z - \sigma_x)\cos 2\theta; \tag{II.24}$$

$$\tau_\theta = \frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_z)\sin 2\theta, \tag{II.25}$$

где θ — угол, который составляет нормаль к площадке с вертикальной осью.

При этом в соответствии с теорией предельного равновесия, вертикальное и горизонтальное напряжения составляют:

$$\sigma_z = \gamma z; \quad \sigma_x = \gamma z\frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi}. \tag{II.26}$$

Применение этих уравнений к произвольной точке верхней половины трубы, лежащей на глубине z от поверхности, позволяет получить согласно рис. 18 следующие формулы для нормального и касательного напряжений (давлений):

$$\sigma_\theta = \gamma z \frac{1 + \sin\varphi \cos 2\theta}{1 + \sin\varphi}; \qquad \text{(II.27)}$$

$$\tau_\theta = \gamma z \frac{\sin\varphi \sin 2\theta}{1 + \sin\varphi}. \qquad \text{(II.28)}$$

Если принять, что угол трения сыпучего тела о трубу равен углу внутреннего трения, то угол отклонения полного давления

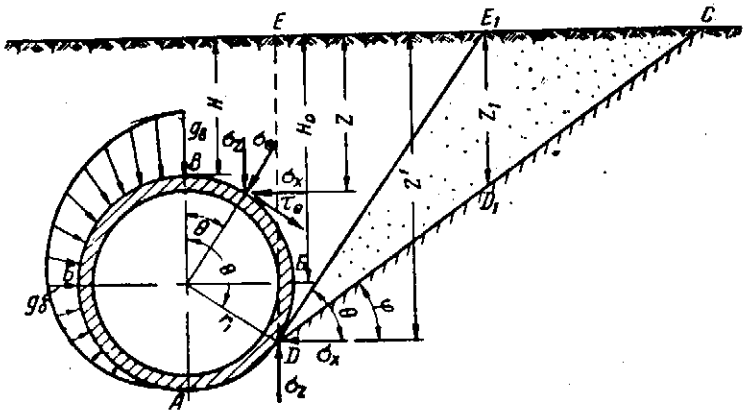


Рис. 18. Давление грунта на трубу в насыпи

от нормали к поверхности трубы нигде не будет превышать предельного возможного значения.

Чтобы получить соответствующие формулы для нижней половины трубы, Фёльми [64] рассматривает произвольную точку последней и проводит от нее плоскость до поверхности земли под углом, равным углу внутреннего трения. Ввиду того, что на этой плоскости частицы сыпучего тела под действием собственного веса и силы трения находятся в состоянии предельного равновесия, всякое давление, действующее в этой плоскости, будет передаваться без изменения его величины. Это позволяет сделать вывод, что составляющие давления, действующие по этой плоскости в сечении, имеющем наибольшую высоту засыпки z_1, и в сечении у поверхности трубы, равны между собой.

Кроме того, допускается, что направления главных напряжений, соответствующих теории предельного равновесия, не меняются, и в обоих рассматриваемых сечениях действуют напряжения, линейно возрастающие с глубиной. Тогда из условий равновесия получается, что составляющие давления на нижнюю

половину трубы могут быть найдены по формулам (II.27) и (II.28), в которые следует лишь ввести множитель

$$\omega = \left(\frac{z_1}{z'}\right)^2 = \left(1 - \frac{\operatorname{tg}\varphi}{\operatorname{tg}\theta}\right)^2. \qquad \text{(II.29)}$$

Эта величина представляет собой отношение площадей треугольников E_1CD_1 и ECD. Первый из них обусловливает напряженное состояние в точке D_1, а следовательно, и в точке D при наличии трубы, а второй — напряженное состояние в точке D в неограниченном массиве сыпучего тела.

Распределение полных давлений в соответствии с написанными уравнениями показано на рис. 18 слева.

Равнодействующая полного вертикального давления на верхнюю половину круглой трубы равна:

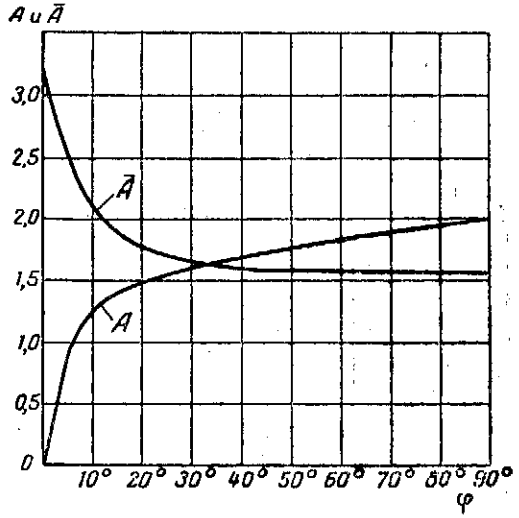


Рис. 19. График коэффициентов, входящих в формулу (II. 31) для определения давления грунта на трубы в насыпях

$$G_в = D_1 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sigma_\theta \cos\theta d\theta + D_1 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \tau_\theta \sin\theta d\theta =$$

$$= \gamma D_1 \left(H_0 - \frac{\pi D_1}{8}\right). \qquad \text{(II.30)}$$

Таким образом, давление на верхнюю половину трубы равно весу вышерасположенного грунта. Равнодействующая полного вертикального давления на обе половины круглой трубы

$$G = G_в + D_1 \int_{\frac{\pi}{2}}^{\pi} \left(\sigma_0 \cos\theta + \tau_0 \sin\theta\right)\left(1 - \frac{\operatorname{tg}\varphi}{\operatorname{tg}\theta}\right)^2 d\theta =$$

$$= \frac{1}{4}\gamma D_1 (2AH_0 - \bar{A}D_1). \qquad \text{(II.31)}$$

Коэффициенты A и $\bar{A}$, являющиеся функциями угла внутреннего трения, приводятся на графике (рис. 19).

При $\varphi = 90°$ давление на нижнюю половину трубы отсутствует. При $\varphi = 0$ (жидкость) $G = -\frac{\pi\gamma D_1^2}{4}$, что соответствует взвешивающему гидростатическому давлению, равному весу жидкости в объеме трубы. Все эти выводы распространяются и на трубы некруглого поперечного сечения. В этом случае придется пользоваться непосредственно формулами (II.27), (II.28), (II.29).

Вертикальное давление засыпки на нижнюю половину трубы $G_A = G - G_в$ при встречающихся на практике значениях угла φ много меньше, чем вертикальное давление на ее верхнюю половину. Кроме того, при опирании трубы на бетонный фундамент или даже на основание, спрофилированное по форме нижней поверхности трубы, активное давление засыпки на опорную поверхность будет вообще отсутствовать; поэтому мы будем учитывать лишь вертикальное давление засыпки на верхнюю половину трубы, равное весу этой засыпки над трубой. При высоте засыпки H над верхом трубы, превышающей внешний диаметр последней, можно еще пренебречь весом засыпки в двух пазухах верхнего свода и считать вертикальное давление равномерно распределенным, с интенсивностью, равной

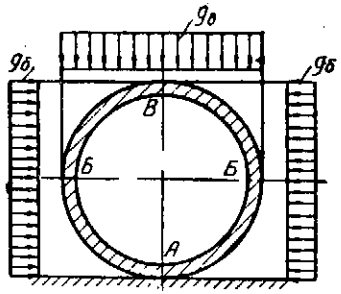


Рис. 20. Расчетная схема нагрузок, действующих на трубу в насыпи

$$g_в = \gamma H \qquad \text{(II.32)}$$

при полной величине его

$$G_в = \gamma H D_1. \qquad \text{(II.33)}$$

Горизонтальное давление на трубу можно также принять равномерно распределенным, определяя интенсивность его на уровне центра трубы. При этом полное боковое давление с каждой стороны трубы будет равно

$$G_б = \gamma H_0 D_1 \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi}. \qquad \text{(II.34)}$$

Замена действительной эпюры активного давления засыпки на трубу тремя прямоугольными (рис. 20) значительно облегчает определение внутренних сил и является вполне допустимой при расчете труб небольших диаметров.

До сих пор не рассматривалось влияние самой трубы на напряженное состояние засыпки, между тем этот фактор, особенно при большой высоте засыпки над трубой, является весьма существенным.

Дело в том, что между засыпкой, расположенной непосредственно над трубой, и той, которая находится рядом с ней, действуют силы внутреннего трения и сцепления, поэтому осадка одной части насыпи независимо от другой оказывается невозможной. Таким образом, труба и окружающая ее засыпка могут рассматриваться в качестве единой статически неопределимой системы. Жесткая труба является менее деформируемым элементом этой системы, чем находящаяся рядом с ней засыпка,

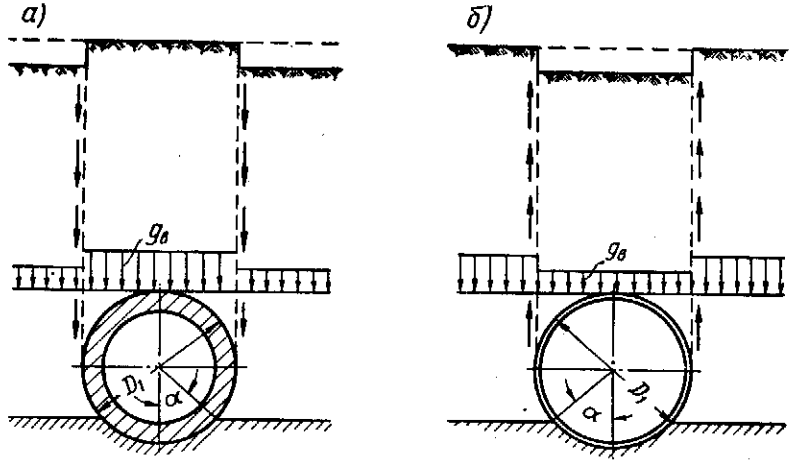


Рис. 21. Плоскости скольжения и силы трения
а — при жесткой трубе; б — при гибкой трубе

и на трубу будет передаваться бо́льшая удельная нагрузка, чем на засыпку (рис. 21,*а*). При гибкой трубе происходит обратное явление (рис. 21,*б*).

Таким образом, давление на жесткую трубу может оказаться большим, чем вес расположенного над ней грунта, и доходить, как показывают опыты, в отдельных случаях до двукратной величины этого веса.

Если допустить, как это было предложено А. Марстоном [59], что по бокам трубы в грунте образуются две вертикальные плоскости скольжения, по которым действуют силы трения, то полное вертикальное давление на трубу может быть определено по формуле (II.5) с заменой величины B величиной D_1

$$G_b = n\gamma K_н H D_1, \qquad \text{(II.35)}$$

где

$$K_н = \frac{D_1}{H} \cdot \frac{\mp 1 \pm \exp\left\{\mp \frac{2H}{D_1} \xi \operatorname{tg}\varphi\right\}}{2\xi \operatorname{tg}\varphi}; \qquad \text{(II.36)}$$

φ — угол внутреннего трения засыпки.

Величину $K_н$ будем называть коэффициентом вертикального давления грунта в насыпи.

Верхние знаки соответствуют верхнему пределу давления, т. е. случаю оседания грунта по сторонам жесткой трубы, а нижние — нижнему пределу давления, т. е. случаю оседания грунта, находящегося над гибкой трубой.

Допущение о возникновении плоскостей скольжения, проходящих по всей высоте засыпки, справедливо лишь до опреде-

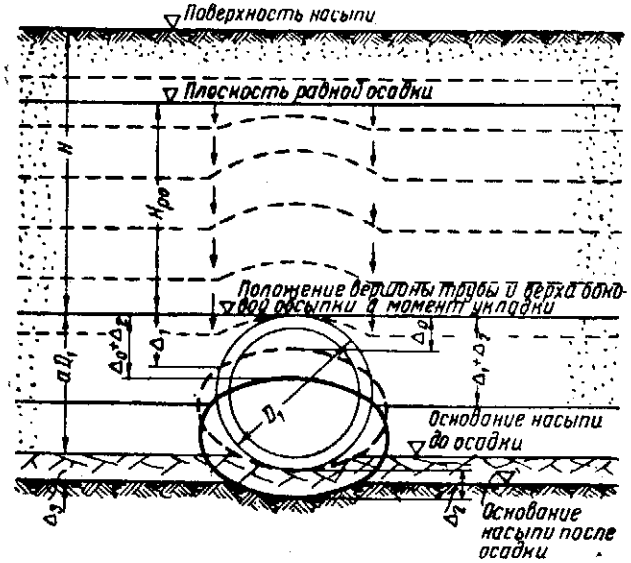


Рис. 22. Относительная деформация трубы и окружающего ее грунта

ленной высоты последней, примерно до $H = 2{,}25\,D_1$. При большей высоте засыпки плоскости скольжения не доходят до поверхности засыпки, а лишь до высоты H_{p_0}, которую называют высотой равной осадки. Слой грунта, расположенный выше этого уровня, уже оседает одинаково как над трубой, так и по сторонам от нее и может рассматриваться просто, как равномерно-распределенная нагрузка. Высота равной осадки определяется из условия, что плоскость, проходящая на высоте H_{p_0} от верха трубы, называемая плоскостью равной осадки (рис. 22), остается горизонтальной.

Это условие приводит к следующему уравнению деформации:

$$\pm \exp\left\{\pm \frac{2H_{p_0}}{D_1}\xi \operatorname{tg}\varphi\right\} - \frac{2H_{p_0}}{D_1}\xi \operatorname{tg}\varphi = \pm 1 + 2a\cdot s\xi \operatorname{tg}\varphi \quad \text{(II.37)}$$

и к следующему расчетному значению коэффициента $K_н$

$$K_н = \left[1 \pm \frac{D_1}{2H\xi \operatorname{tg}\varphi} - \frac{H_{p_0}}{H}\right] \exp\left\{\pm \frac{2H_{p_0}}{D}\xi \operatorname{tg}\varphi\right\} \mp \frac{D_1}{2H\xi \operatorname{tg}\varphi}. \quad \text{(II.38)}$$

Верхние знаки отвечают случаю трубы более жесткой, чем окружающий ее грунт ($K_н > 1$); нижние — случаю менее жесткой трубы ($K_н < 1$).

В этих формулах a — коэффициент выступания трубы, представляющий собою отношение

$$a = \frac{h_1}{D_1} = \frac{1+\cos\alpha}{2}; \quad \text{(II.39)}$$

h_1 — выступающая из основания часть диаметра трубы;
D_1 — внешний диаметр трубы;
α — половина центрального угла опорной дуги;
s — относительная осадка, которая выражается формулой

$$s = \frac{\Delta_1 + \Delta_3 - \Delta_0 - \Delta_2}{\Delta_1}, \quad \text{(II.40)}$$

где Δ_0 — средний прогиб поперечного сечения самой трубы;
Δ_1 — осадка засыпки, расположенной рядом с трубой;
Δ_2 — осадка основания под трубой;
Δ_3 — осадка основания рядом с трубой.

Все эти деформации должны быть найдены от одной и той же нагрузки, например, от нагрузки $G_в = 1$.

Средняя деформация поперечного сечения трубы от такой нагрузки составляет[1]

$$\Delta_0 = \frac{2D_1}{3E_c}\left(\frac{r}{h}\right)^3, \quad \text{(II.41)}$$

где E_c — модуль упругости материала трубы;
h — толщина ее стенки.

Осадка грунта, расположенного рядом с трубой и рассматриваемого как сжатый брус, составляет

$$\Delta_1 = \frac{aD_1}{E_0}, \quad \text{(II.42)}$$

где E_0 — модуль деформации засыпки.

Осадка основания под трубой, уложенной непосредственно на земляное ложе, если предположить в первом приближении равномерное распределение опорной реакции, будет равна:

$$\Delta_2 = \frac{1}{k\sin\alpha}, \quad \text{(II.43)}$$

где k — коэффициент постели;
α — половина центрального угла опорной дуги.

[1] Вывод этой формулы см. в главе IV (формула IV.2).

Если труба лежит на жестком бетонном фундаменте при ширине подошвы B_1, то

$$\Delta_2 = \frac{1}{k} \cdot \frac{D_1}{B_1}. \qquad (II.44)$$

Наконец, осадка основания рядом с трубой составляет

$$\Delta_3 = \frac{1}{k}. \qquad (II.45)$$

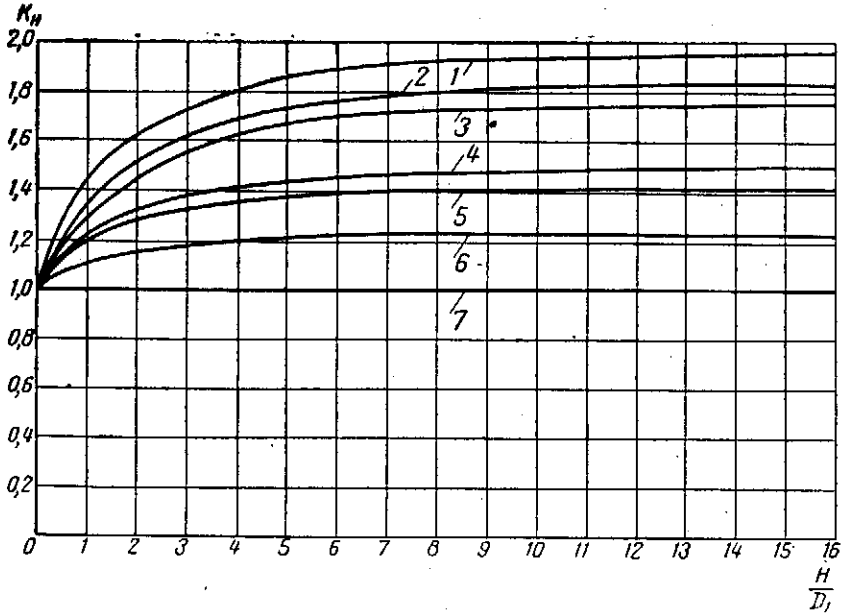


Рис. 23. График для нахождения коэффициента вертикального давления грунта на трубу в насыпи

Подставляя в формулу (II.40) выражения отдельных деформаций, можно получить следующие формулы для определения относительной осадки:

для трубы, лежащей на земляном ложе,

$$s = 1 + \frac{E_0}{kaD_1}\left(1 - \frac{1}{\sin\alpha}\right) - \frac{2}{3} \cdot \frac{E_0}{E_c}\left(\frac{r}{h}\right)^3; \qquad (II.46)$$

для трубы, лежащей на жесткой опоре,

$$s = 1 + \frac{E_0}{kaD_1}\left(1 - \frac{D_1}{B_1}\right) - \frac{2}{3} \cdot \frac{E_0}{E_c}\left(\frac{r}{h}\right)^3. \qquad (II.47)$$

Практически для нахождения $K_н$ рекомендуется пользоваться графиком (рис. 23), выбрав по табл. 5 в зависимости от вида грунта основания и способа укладки трубы номер той или иной кривой.

Таблица 5

Выбор кривых на графике (рис. 23)

Наименование грунтов основания	Номера кривых на рис. 23	
	нормальная укладка	укладка на бетонное основание
Скальные и полускальные грунты	1	2
Крупнообломочные грунты	3	3
Песчаные грунты:		
а) пески гравелистые, крупные и средней крупности, плотные	3	3
б) те же грунты, средней плотности, а также пески мелкие и пылеватые плотные	5	4
в) пески мелкие и пылеватые, средней плотности	7	6
Глинистые грунты:		
а) твердые	3	3
б) пластичные	5	4
в) текучие	7	6

На рис. 24 сопоставлены результаты, даваемые формулой (II.38) (сплошная линия), с данными зарубежных опытов, произведенных со сплошными цилиндрами и бетонными трубами внутренним диаметром 0,92 *м* при толщине стенок последних 7,5 *см* и с засыпками до 10 *м* и выше. Опыты показывают, что коэффициент $K_н$ в большинстве случаев увеличивается с отношением $\frac{H}{D_1}$ и достигает наибольшего значения 1,9.

Если насыпь имеет откосы, то давление на среднюю часть сооружения благодаря его пространственной работе будет меньше, чем при горизонтальной поверхности засыпки на большом протяжении.

Коэффициент уменьшения ψ_1, по данным В. Ю. Будберга [4] (для однопутной железнодорожной насыпи), должен быть взят в зависимости от высоты насыпи H (в *м*):

H =	8	14	18	25
ψ_1 =	0,87	0,84	0,83	0,80

Точно так же должно быть учтено соответствующим коэффициентом уменьшение вертикального давления на трубу, уложенную на дне лога, по сравнению с давлением на трубу, уложенную на горизонтальную поверхность. Коэффициент уменьшения берется в зависимости от крутизны берегов лога.

Откосы лога	1 : m	1 : 5	1 : 3	1 : 2	1 : 1
Коэффициент	ψ_2 =	0,88	0,85	0,83	0,77

Полная вертикальная нагрузка на трубу в насыпи, найденная по формуле (II.35), может быть разложена на две составляющие. Первая из них представляет собой нагрузку, равную расчетному весу грунта над трубой:

$$G'_{в} = n_{в}\,\gamma H D_1. \qquad (II.48)$$

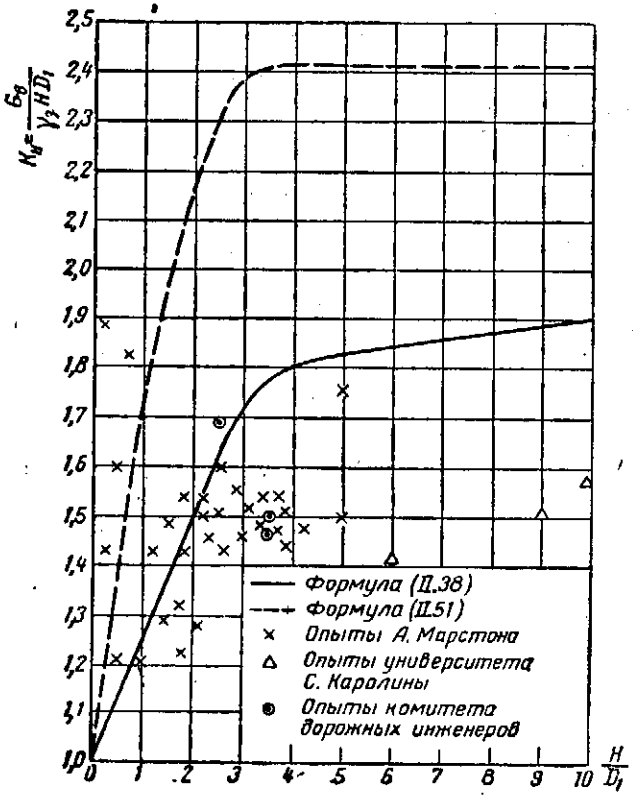


Рис. 24. Сопоставление формул (II. 38) и (II. 51) с данными опытов

Распределение этой нагрузки по периметру трубы подчиняется закономерностям, установленным выше.

Вторая составляющая является дополнительным расчетным давлением, принимаемым равномерно распределенным по горизонтальной проекции трубы:

$$G''_{в} = n_{в}\,\gamma D_1 \left(K_{н} - 1\right). \qquad (II.49)$$

Практически боковое давление засыпки на трубу, уложенную в насыпи, так же как и в случае траншеи, может отдельно не определяться, а учитываться совместно с вертикальным

давлением в виде некоторой обобщенной силы, которая легко приводится к нагрузке в виде двух сосредоточенных сил.

В предыдущем параграфе было введено понятие о переходной ширине траншеи, при которой вертикальное давление $G_{вт}$ на трубу в траншее достигает величины $G_{вн}$ давления на трубу, уложенную в насыпи.

Переходная ширина траншеи $B_{п}$ может быть найдена из условия

$$G_{вт} = G_{вн}$$

или в более развернутой форме

$$n_{в} K_{тр}\,\gamma H B_{п} = n_{в} K_{н}\,\gamma H D_1.$$

Отсюда найдем переходную ширину траншеи

$$B_{п} = D_1 \frac{K_{н}}{K_{тр}}. \qquad (II.50)$$

При этом коэффициенты $K_{н}$ и $K_{тр}$ определяются соответственно формулами (II.38) и (II.6), в которые в качестве показателей степени входят D_1 и $B_{п}$. Поэтому решение трансцендентного уравнения (II.50) оказывается весьма затруднительным.

Для облегчения отыскания переходной ширины траншеи в литературе [20] приводится график, показанный на рис. 25 [величины s и a определяются по формулам (II.39) и (II.40)].

Однако надобность в определении переходной ширины траншеи на практике почти не встречается, так как в сомнительных случаях можно найти расчетное давление засыпки по двум формулам — для траншеи и для насыпи — и принять меньшее по величине.

Если высота насыпи над верхом трубы невелика ($H < D_1$), то коэффициент $K_{н}$ оказывается близким к единице.

Пример 2. Определить вертикальное давление грунта на железобетонную трубу, уложенную на глубине $H = 4$ *м* в насыпи на земляном ложе, спрофилированном по нижней поверхности трубы по дуге с центральным углом $2\alpha = 90°$. Внутренний диаметр трубы $D_0 = 600$ *мм*, толщина стенки $h = 6$ *см*, засыпка песчаная маловлажная, для которой нормативное значение объемного веса составляет $\gamma = 1{,}65$ *т/м*³. Основание под трубой — твердая глина.

$$\frac{H}{D_1} = \frac{4}{0{,}72} = 5{,}56.$$

Коэффициент выступания

$$a = \frac{1 + \cos\alpha}{2} = \frac{1 + \cos 45°}{2} = 0{,}858.$$

По кривой *3* (рис. 23) для $\frac{H}{D_1} = 5{,}56$ находим $K_{н} = 1{,}72$. Учитывая то, что из основания выступает лишь часть трубы, можно снизить этот коэффициент до величины

$$K_{н} = 1 + 0{,}858\,(1{,}72 - 1) = 1{,}62.$$

Расчетное вертикальное давление на трубу по формуле (II.35) при коэффициенте перегрузки $n_в = 1{,}2$ будет

$$G_в = n_в K_н \gamma H D_1 = 1{,}2 \cdot 1{,}617 \cdot 1{,}65 \cdot 4 \cdot 0{,}72 = 9{,}22\ т.$$

Рассмотрим также некоторые другие решения из числа приведенных в литературе.

Коэффициенты Н. М. Виноградова[1]. Исходя из наибольших допустимых нагрузок, соответствующих несущей способности дорожных труб

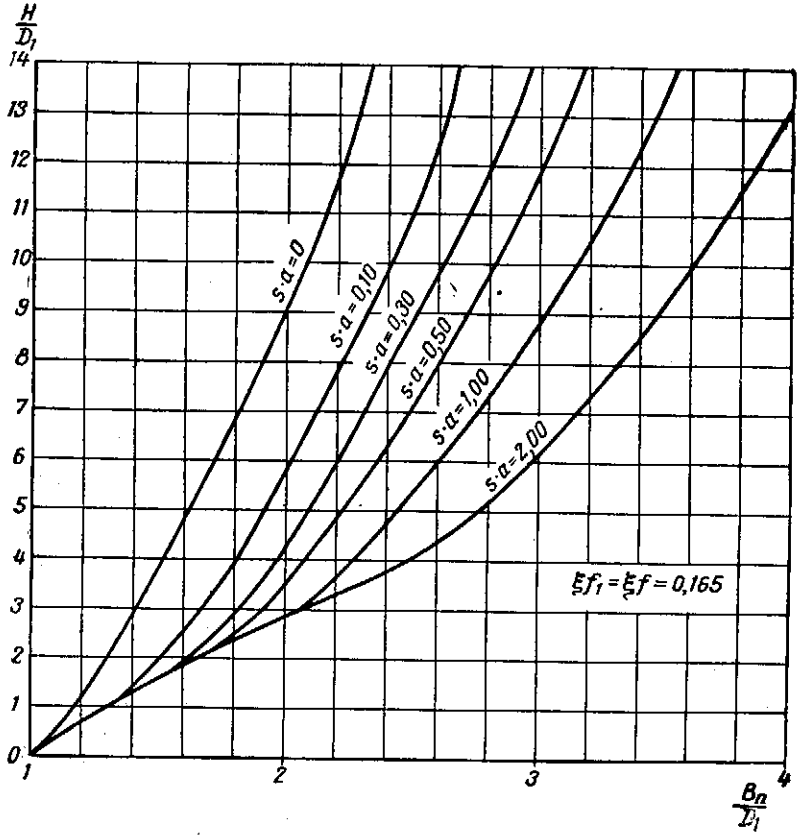


Рис. 25. График для определения переходной ширины траншеи

наиболее легких типов, выполненных по проектам Гушосдора и Промтранспроекта и благополучно существующих в натуре, установлены значения $K_н$, безопасные для прочности труб. Величины этих коэффициентов в пределах от 1 до 2 даны для разных грунтов для двух основных способов опирания труб и для отношений $\frac{H}{D_1}$, равных 2 и 12.

[1] См. первое издание настоящей книги, стр. 28.

Величины коэффициентов назначены достаточно продуманно и осторожно, однако отсутствие теоретического обоснования делает их чисто эмпирическими. Кроме того, как отметил А. К. Годына [10], остается невыясненной степень возможной избыточности этих коэффициентов.

Решение А. Фёльми [64]. Это решение, так же как и решение А. Марстона [59], основано на допущении, что около трубы возникают плоскости скольжения, доходящие до горизонта равных осадок. Однако, в отличие от Марстона, Фёльми допускает, что плоскости скольжения не вертикальные, а наклонены под некоторым углом β к вертикали. Этот угол принимается равным: для гибкой трубы $\beta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$, для жесткой трубы $\beta = \varphi$.

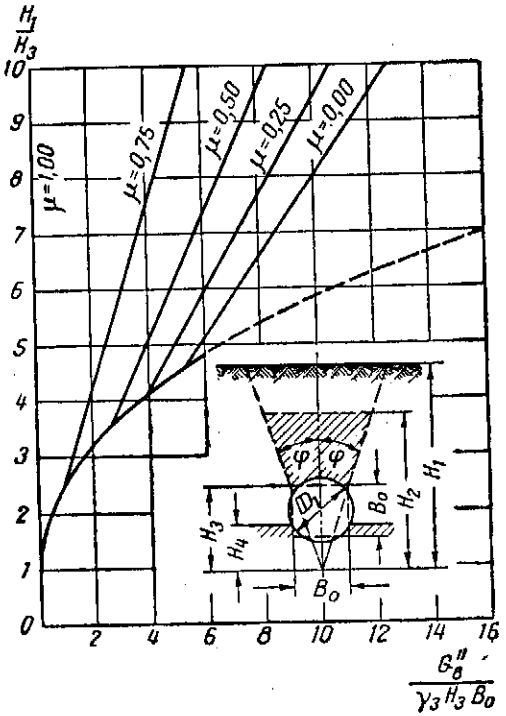


Рис. 26. График для определения давления грунта на трубу в насыпи по методу Фёльми

Кроме тех давлений, которые определяются формулами (II.27) — (II.29), жесткая труба в насыпи испытывает еще дополнительную равномерную нагрузку (рис. 26):

$$G'_в = \gamma H_3 B_0 \left[\frac{H_2}{H_3}\left(\frac{H_1}{H_3} - \frac{H_2}{2H_3}\right) - \frac{H_1}{H_3} + \frac{1}{2}\right]. \qquad (II.51)$$

Для данных отношений $\frac{H_1}{H_3}$ и $\frac{H_4}{H_3} = \mu$ добавочное давление $G''_в$ на жесткую трубу может быть определено по графику (рис. 26).

Для определения размеров H_1, H_2, и H_3, входящих в формулу (II.51) и показанных на рис. 26, круговое поперечное сечение трубы заменяется квадратным со стороной

$$B_0 = \frac{\pi}{4} D_1, \qquad (II.52)$$

где D_1 — наружный диаметр трубы.

Для абсолютно жесткой круглой трубы, уложенной на весьма большой глубине от поверхности в однородной засыпке, при $\varphi = 30°$ по этому методу получается следующий предел полной вертикальной равномерной нагрузки на трубу:

$$G_в = 1{,}67\gamma H_1 B_0. \qquad \text{(II.53)}$$

При наличии жесткого основания под трубой давление на нее, согласно этому решению, получается значительно бо́льшим, доходя до 2,4 $\gamma H_1 B_0$.

Применение этого метода на практике затрудняется отсутствием графиков для труб ограниченной жесткости.

Результаты же, получающиеся для абсолютно жестких труб, оказываются несколько преувеличенными по сравнению с данными опытов для реальных труб (рис. 24, пунктирная кривая).

4. Давление грунта на трубы, уложенные способом закрытой проходки

Закрытые проходки являются достижением современной строительной техники; они позволяют производить прокладку труб под землей без отрытия траншей и нарушения целости уличных покрытий.

Различаются следующие способы закрытой проходки, в значительной степени предопределяющие то давление, которое в дальнейшем будут испытывать трубопроводы.

Штольневая разработка состоит в устройстве постоянных или временных тоннелей с креплением или без крепления. После укладки труб временные тоннели снова засыпают. Этот способ старый и отличается большой трудоемкостью.

Щитовой способ заключается в использовании металлической передвижной крепи и применяется при прокладке труб большого диаметра (1,2 *м* и более) на глубине от 5 *м* и более как в водоносных и неустойчивых, так и в сухих грунтах.

Горизонтальное бурение применяется в грунтах различной плотности и обычно производится различными вращательными буровыми снарядами, а для прокладки труб малых диаметров в мягких грунтах даже и вручную.

При вибровакуумном способе бурения, предложенном И. А. Физдель и Г. Э. Параубек, применяется желонка, снабженная вибратором, облегчающим ее передвижение в грунте под действием атмосферного давления на дно желонки, из которой откачивается воздух.

Продавливание при помощи домкратов с удалением грунта из трубы механическим или гидравлическим способом [33] при диаметре до 800 *мм* и длине проходки до 10 *м*. При

этом между стенками трубы и выработкой может остаться промежуток в 1—2 *см*.

Прокалывание при помощи домкартов с применением сильно уплотняющих грунт наконечников конической или пирамидальной формы. Этот способ уже применялся для труб диаметром до 350 *мм* при наибольшей длине прокола до 135 *м*.

При устройстве закрытой выработки с удалением грунта на большой глубине от уровня земли поверхности скольжения уже не простираются на всю толщу грунта, а соединяются между собой, образуя над трубой замкнутую область, ограниченную

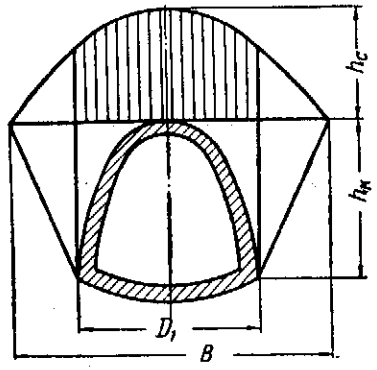


Рис. 27. Схема образования разгружающего свода над выработкой

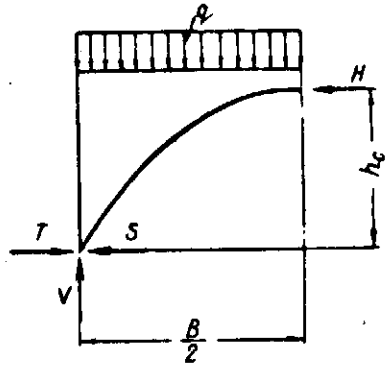


Рис. 28. Силы, действующие на половину разгружающего свода по М. М. Протодьяконову

так называемым естественным разгружающим сводом. Давление на перекрытие штольни, на тоннельную обделку или на проталкиваемую трубу оказывает только расположенный над ней грунт, занимающий область нарушения, т. е. находящийся внутри разгружающего свода высотой H_c и пролетом B (рис. 27).

Основной нагрузкой, действующей на разгружающий свод, является собственный вес вышележащего грунта, который при большой глубине заложения можно считать равномерно-распределенным. Вследствие невозможности возникновения в грунте, образующем разгружающий свод, изгибающих моментов, приводящих к появлению растягивающих напряжений, свод должен быть очерчен по параболе.

Рассмотрим условия предельного равновесия половины разгружающего свода, на которую, кроме вертикальной нагрузки, действуют силы H, T и V; первая является реакцией отброшенной половины свода или распором, а силы T и V — составляющими опорной реакции свода (рис. 28). Сила T, как сила трения, связана с силой V такой зависимостью:

$$T = fV, \qquad \text{(II.54)}$$

где f — коэффициент внутреннего трения грунта.

Напишем уравнения равновесия:

$$1)\ \Sigma X = 0;\ H = T = fV;$$

$$2)\ \Sigma Y = 0;\ V = \frac{qB}{2};$$

$$3)\ \Sigma M_A = 0;\ \frac{qB^2}{8} - Hh_c = 0.$$

Пролет B разгружающего свода принимаем равным (рис. 27)

$$B = D_1 + 2h_к \operatorname{tg}\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right), \qquad (II.55)$$

где D_1 и $h_к$ — ширина трубы и высота ее верхнего свода.

Из уравнений равновесия получается

$$h_c = \frac{qB^2}{8H} = \frac{qB^2}{8T} = \frac{qB^2}{8fV} = \frac{B}{4f}. \qquad (II.56)$$

В случае плоской кровли сооружений вес породы, заключенной внутри параболического разгружающего свода, составляет

$$G_в = \frac{2}{3}\gamma B h_c = \frac{\gamma B^2}{6f}. \qquad (II.57)$$

Исходя из того, что в действительности имеет место состояние устойчивого равновесия, проф. М. М. Протодьяконов[1] принял, что распор разгружающего свода должен быть меньше силы трения на некоторую величину S, т. е.

$$H = T - S. \qquad (II.58)$$

Сила S направлена не внутрь свода, а наружу (рис. 28), поэтому она никак не может быть истолкована как равнодействующая горизонтальных составляющих бокового давления грунта на разгружающий свод.

При этом первым условием равновесия будет уравнение (II.58), уравнение (II.55) сохраняется в силе.

Из последнего уравнения равновесия и уравнения (II.58) следует:

$$h_c = \frac{qB^2}{8H} = \frac{qB^2}{8(T - S)}. \qquad (II.59)$$

Теперь имеются уже пять неизвестных: H, T, S, h_c и V, для определения которых написанных четырех уравнений [три уравнения равновесия и уравнение (II.54)] недостаточно; поэтому

[1] См. (11).

М. М. Протодьяконов ввел дополнительное условие. Он принял, что высота разгружающего свода, определяющая нагрузку на сооружение, оказывается наибольшей возможной. Из формулы (II.59) следует, что для этого сила S также должна быть наибольшей возможной.

Эта сила в соответствии с уравнениями (II.54), (II.58) и (II.59) определяется таким выражением:

$$S = \frac{qBf}{2} - \frac{qB^2}{8h_c}. \qquad (II.60)$$

Приравняв производную $\frac{dS}{dh_c}$ нулю, найдем

$$h_c = \frac{B}{2f}. \qquad (II.61)$$

Отсюда полная нагрузка на сооружение составит

$$G_в = \frac{\gamma B^2}{3f}; \qquad (II.62)$$

$$H = S = \frac{T}{2} = \frac{qh_c f^2}{2} = \frac{qBf}{4}. \qquad (II.63)$$

Таким образом, расчетная нагрузка, по М. М. Протодьяконову, оказывается увеличенной в два раза по сравнению с формулой (II.57). Эта формула практического применения не имеет, но представляет некоторый теоретический интерес.

Распор свода, по М. М. Протодьяконову, уравновешивается только половиной предельной силы трения, а вторая половина ее остается неиспользованной в качестве запаса.

Наибольшая интенсивность давления на сооружение будет по оси разгружающего свода и составит

$$g_в = \gamma h_c = \frac{\gamma B}{2f}. \qquad (II.64)$$

При высоте H залегающего над выработкой слоя грунта, меньшей или равной высоте h_c, рекомендуется для простоты считать $h_c = H$.

Теория М. М. Протодьяконова условно применяется не только к сыпучим грунтам, но и к любым связным горным породам. В этом случае величина f уже является не коэффициентом внутреннего трения, а коэффициентом сопротивления сдвигу, который учитывает суммарное действие сил внутреннего трения и сцепления; он называется коэффициентом крепости.

Для грунтов коэффициент крепости определяется такой формулой:

$$f_{кр} = f + \frac{c}{\sigma}, \qquad (II.65)$$

где c — сцепление;

σ — сжимающее напряжение, при котором определяется сопротивление связного грунта сдвигу.

Из формулы (II.65) следует, что с увеличением нормального напряжения σ коэффициент крепости уменьшается, приближаясь к коэффициенту внутреннего трения.

Величину $\varphi_{кр} = \operatorname{arc\,tg} f_{кр}$ можно назвать углом сопротивления породы сдвигу или углом крепости породы.

Численные значения коэффициентов и углов крепости для некоторых грунтов, установленные М. М. Протодьяконовым, приведены в табл. 6.

Таблица 6

Коэффициенты и углы крепости (по М. М. Протодьяконову)

Грунт	Коэффициент крепости	Угол крепости
Плывун, болотистый грунт, разжиженный грунт	0,1—0,3	5°45′—16°40′
Песок, мелкий гравий, насыпной грунт	0,5	26°30′
Растительная земля, торф, легкий суглинок, сырой песок	0,6	31°00′
Тяжелый суглинок, лёсс, гравий	0,8	38°40′
Плотный глинистый грунт	1,0	45°00′
Щебенистый грунт, галька, разрушенный сланец, твердая глина	1,5	56°20′
Мягкий сланец, мягкий известняк, мел, мерзлый грунт, мергель, разрушенный песчаник, сцементированная галька и хрящ	2	63°30′
Некрепкие сланцы, плотный мергель	3	71°35′
Крепкий глинистый сланец, некрепкие песчаники и известняки, мягкий конгломерат	4	76°00′

Для интенсивности бокового давления на вертикальную стенку прямоугольной выработки М. М. Протодьяконов дает следующую формулу:

$$g_б = \gamma \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)\left\{z\left[1 + \frac{2\operatorname{tg}\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)}{3f_{кр}}\right] + \frac{2B}{3f_{кр}}\right\}, \qquad (II.66)$$

где z — глубина данной точки от потолка выработки;

φ — угол внутреннего трения грунта, прилегающего к вертикальной стенке;

B — пролет выработки.

Проф. С. С. Давыдов [13] показал, что для случая, когда H велико по отношению B, формула (II.5) приводится к такому виду:

$$G_в = \frac{n_в \gamma B^2}{2\xi_1 \operatorname{tg}\varphi_0}\left(1 - \frac{2c}{\gamma B}\right). \qquad (II.67)$$

При этом он установил связь между этим выражением и формулой (II.62).

В самом деле, достаточно принять в формуле М. М. Протодьяконова коэффициент крепости равным

$$f_{кр} = \frac{2\xi_1 \operatorname{tg}\varphi}{3\left(1 - \frac{2c}{\gamma B}\right)}$$

и мы получим полное совпадение между формулами (II.62) и (II.5).

Для круглой выработки С. С. Давыдов рекомендует принимать схему образования разгружающего свода, показанную на рис. 29.

При этом h_c определяется по формуле (II.61), а остальные величины находятся из выражений:

$$h'_c = h_c\left(1 - \frac{D_1^2}{B^2}\right); \qquad (II.68)$$

$$B = D_1\left[1 + \operatorname{tg}\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)\right]. \qquad (II.69)$$

Для упрощения вертикальное давление и опорную реакцию круглой трубы в этом случае можно считать равномерно распределенными по горизонтальной проекции поперечного сечения. При этом полное вертикальное давление на трубу с учетом коэффициента перегрузки составляет:

$$G_в = n_в g_в D_1 = n_в h_c \gamma D_1 =$$

$$= \frac{n_в \gamma B D_1}{2f_{кр}} = \frac{n_в \gamma D_1^2}{2f_{кр}}\left[1 + \operatorname{tg}\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)\right]. \qquad (II.70)$$

Интенсивность бокового давления определяется по формулам:

на уровне верха трубы

$$g'_б = \gamma h_c \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right); \qquad (II.71)$$

на уровне центра трубы

$$g_б = \gamma\left(h_c + \frac{D_1}{2}\right)\operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right). \qquad (II.72)$$

Полную расчетную величину бокового давления можно принять равной

$$G_б = n_в g_в D_1 = n_в \gamma D_1 \left(h_c + \frac{D_1}{2} \right) \operatorname{tg}^2 \left(45° - \frac{\varphi}{2} \right) \qquad (II.73)$$

и считать равномерно распределенной по вертикальному диаметру трубы. Окончательная расчетная схема показана на рис. 30.

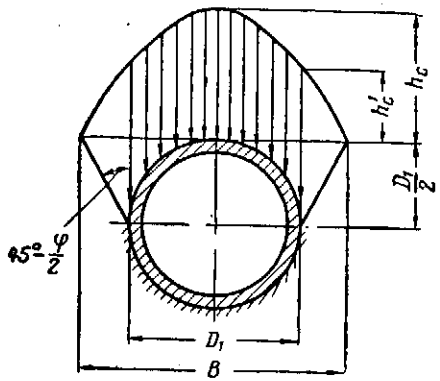


Рис. 29. Схема образования разгружающего свода над круглой трубой

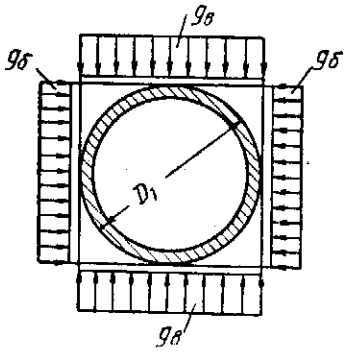


Рис. 30. Расчетная схема нагрузки на круглую трубу при закрытой проходке

Пример 3. Определить вертикальное и боковое давления грунта на жесткую трубу внешним диаметром $D_1 = 0{,}72$ *м*, проталкиваемую на большой глубине в песчаном грунте. Нормативный объемный вес грунта $\gamma = 1{,}65$ *т/м*³, коэффициент крепости $f_{кр} = 0{,}576$ ($\varphi_{кр} = 30°00'$).

Расчетный пролет разгружающего свода по формуле (II.69):

$$B = 0{,}72 \left[1 + \operatorname{tg} \left(45° - \frac{30°}{2} \right) \right] = 0{,}72 \cdot 1{,}576 = 1{,}132 \text{ м}.$$

Высота разгружающего свода по формуле (II.61):

$$h_c = \frac{B}{2 f_{кр}} = \frac{1{,}132}{2 \cdot 0{,}576} = 0{,}985 \text{ м}.$$

Полное вертикальное давление на трубу по формуле (II.70):

$$G_в = n_в \gamma h_c D_1 = 1{,}2 \cdot 1{,}65 \cdot 0{,}985 \cdot 0{,}72 = 1{,}40 \text{ т}.$$

Расчетное боковое давление получим по формуле (II.73) с прежним коэффициентом перегрузки:

$$G_б = 1{,}2 \cdot 1{,}65 \cdot 0{,}72 \left(0{,}985 + \frac{0{,}72}{2} \right) \operatorname{tg}^2 \left(45° - \frac{30°}{2} \right) = 0{,}65 \text{ т}.$$

Сравнивая полученное значение $G_в$ со значениями, найденными в примерах 1 и 2, можно сделать вывод, что давление грунта на трубу, уложенную закрытым способом, много меньше, чем на трубу, уложенную в траншее или тем более в насыпи.

В последнее время для определения интенсивности вертикального давления на крепь одиночной выработки кругового поперечного сечения К. В. Руппенейтом [1] на основе теории В. В. Соколовского получена следующая формула:

$$g_в = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} (g_0 + c \operatorname{ctg} \varphi) \exp \{ - \pi \operatorname{tg} \varphi \} - c \operatorname{ctg} \varphi, \qquad (II.74)$$

где g_0 — интенсивность нагрузки от веса вышерасположенных пород на уровне центра выработки с учетом коэффициента концентрации, который для песков составляет $1 \div 1{,}3$, а для глин $1{,}8 \div 2{,}0$.

Вопрос о давлении грунта на трубу, уложенную способом прокалывания, когда происходит сильное уплотнение грунта вокруг трубы, еще совершенно не исследован. Однако можно полагать, что давление будет очень близко к равномерному радиальному и что его интенсивность будет определяться степенью уплотнения грунта.

5. Действие статических грузов, приложенных на поверхности земли

Трубы, уложенные под городскими проездами, автомобильными и железными дорогами или аэропортами, подвергаются действию подвижной динамической нагрузки от перемещающегося по поверхности земли транспорта.

На территории промышленных площадок трубы могут находиться также под действием неподвижных нагрузок от расположенных на поверхности земли штабелей лесоматериалов, кирпича, каменного угля, чугунного литья и пр.

При укладке труб на местности, которая впоследствии будет застраиваться, необходимо иметь в виду постоянные нагрузки от фундаментов зданий и других наземных сооружений, передающих давление на грунт.

Во многих случаях действие на трубы нагрузок, приложенных на поверхности земли, превышает действие всех остальных нагрузок, включая и давление засыпки, поэтому оно заслуживает самого серьезного внимания.

Рассмотрим сначала действие на трубы статических грузов, а затем перейдем к рассмотрению динамического эффекта.

Действие на трубы нагрузок, приложенных на поверхности земли, тесно связано с распределением давления в грунте. Последний же вопрос можно в настоящее время считать в основном разрешенным экспериментальными и теоретическими ис-

[1] К. В. Руппенейт, Некоторые вопросы механики горных пород, Углетехиздат, 1954.

следованиями П. А. Миняева, Н. П. Пузыревского, К. Терцаги, Н. М. Герсеванова, Г. И. Покровского, Н. А. Цитовича, Д. Е. Польшина, В. А. Флорина, Н. Н. Иванова, О. К. Фрелиха, Н. В. Орнатского, И. Оде и других. Можно считать установленным, что действительное распределение давлений в грунте достаточно точно характеризуется уравнениями классической теории упругости для полупространства (уравнения Буссинеска). Однако в ряде случаев могут быть заметные отклонения от теоретического распределения, вызванные рядом причин: 1) появлением областей текучести грунта вблизи точек приложения сил и разрывностью структурных деформаций; 2) отклонением закона деформации грунта от линейного; возрастанием модуля деформации грунта по глубине (непрерывная неоднородность); 4) разнослойностью грунта по глубине (разрывная неоднородность); 5) различной сжимаемостью грунта в вертикальном и горизонтальном направлениях (анизотропия); 6) наличием в грунте посторонних включений (местная неоднородность).

Влияние всех этих факторов сказывается в виде некоторой концентрации напряжений в области, расположенной под осью нагрузки, за счет соответствующего рассеивания напряжений в более удаленных областях грунтового массива.

Целесообразно ввести понятие о коэффициенте концентрации напряжений, подразумевается под этим отношение между действительными напряжениями в грунте и номинальными, вычисленными для однородного изотропного и упругого полупространства. Это позволит с известным приближением во всех случаях пользоваться формулами теории упругости, учитывая тот или иной из перечисленных факторов соответствующим коэффициентом концентрации напряжений.

При расчете труб нам в основном придется пользоваться формулой Буссинеска для вертикальной составляющей напряжения, которая для случая действия на поверхности полупространства одной сосредоточенной силы имеет такой вид (рис. 31):

$$\sigma_z = \frac{3PH^3}{2\pi R^5} = \frac{0{,}478\,PH^3}{(H^2+r^2)^{5/2}}. \qquad \text{(II.75)}$$

Здесь P — сосредоточенная сила;
H — глубина рассматриваемой точки полупространства от поверхности;
R — расстояние между точкой приложения силы и точкой, в которой определяется напряжение;
r — горизонтальная проекция этого расстояния.

Максимальное вертикальное напряжение имеет место непосредственно под силой. Оно равно:

$$\sigma_{z_{\text{макс}}} = 0{,}478\,\frac{P}{H^2}. \qquad \text{(II.76)}$$

При действии линейной нагрузки P':

$$\sigma_z = \frac{2P'H^3}{\pi R^4} = \frac{0{,}636P'H^3}{(H^2+x^2)^2}. \qquad \text{(II.77)}$$

$$\sigma_{z_{\text{макс}}} = 0{,}636\,\frac{P'}{H^2}, \qquad \text{(II.78)}$$

где x — координата рассматриваемой точки.

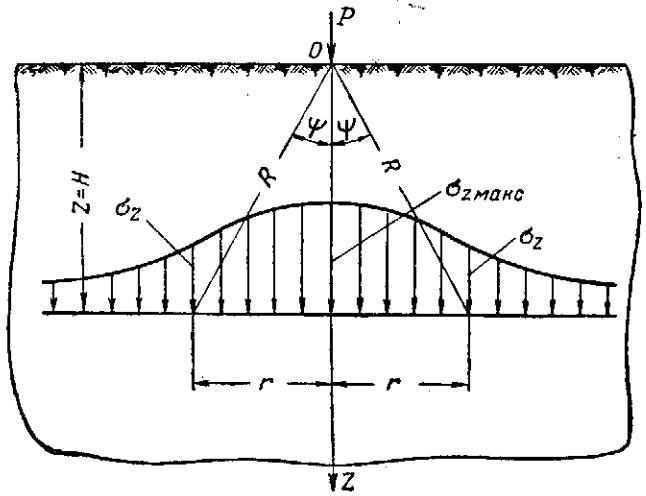


Рис. 31. Напряжения полупространства при действии сосредоточенной силы, приложенной на поверхности

При наличии нескольких сосредоточенных грузов или распределенной нагрузки p, приложенных на поверхности земли, напряжения в данной точке определяются на основе принципа сложения действия сил. После интегрирования наибольшее напряжение получается:

от нагрузки, равномерно распределенной по площади круга радиуса a,

$$\sigma_{z_{\text{макс}}} = p\left\{1 - \left[\frac{1}{1+\left(\frac{a}{H}\right)^2}\right]^{3/2}\right\}; \qquad \text{(II.79)}$$

от полосовой равномерной нагрузки интенсивностью p

$$\sigma_{z_{\text{макс}}} = p\left[\frac{c}{\left(\frac{c}{2}\right)^2 + H^2} + \frac{2}{H}\operatorname{arc\,tg}\frac{c}{2H}\right], \qquad \text{(II.80)}$$

где c — ширина полосы.

В случае, когда интегрирование по площади оказывается трудно выполнимым, можно применить суммирование, разделяя загруженную площадь на отдельные достаточно малые элементы и заменяя нагрузку на каждый элемент ее равнодействующей.

Для облегчения пользования формулами (II.75) и (II.77) при определении давления от колес автомашин и от тракторов

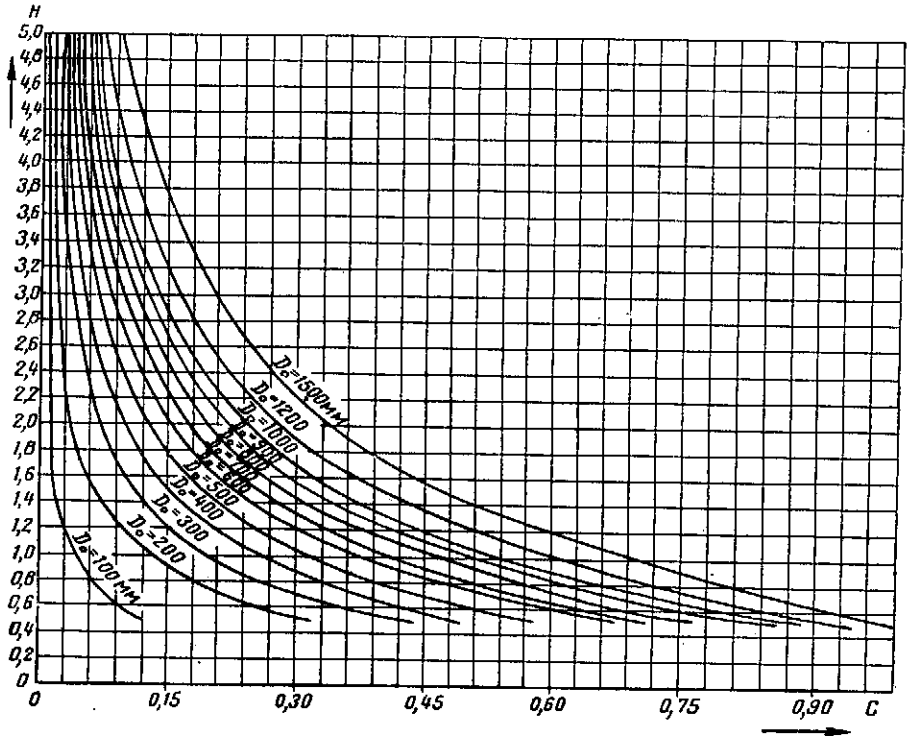


Рис. 32. График для определения грузовых коэффициентов C от автомобилей в формуле (II. 81)

приводятся рекомендуемые Водоканалпроектом графики [40], позволяющие определить полное вертикальное давление $P_в$ на участок трубы длиной 1 *м* для глубин заложения верха труб H от 0,5 до 8 *м*. При составлении графика (рис. 32) рассматривались две грузовые автомашины, задние оси которых располагались над продольной осью трубы при расстоянии между колесами 1,7 *м*, а между колесами соседних автомашин 1,1 *м*.

Полное расчетное статическое давление на 1 *м* длины трубы от автомашины определяется по формуле

$$P_в = n_р C P, \qquad (II.81)$$

где C — грузовой коэффициент, определяемый по графику (рис. 32);

P — давление в *т* от одного заднего колеса автомобиля (для 13-*т* грузовика $P = 4{,}75$ *т*; для 16,9-*т* грузовика $P = 6{,}175$ *т*);

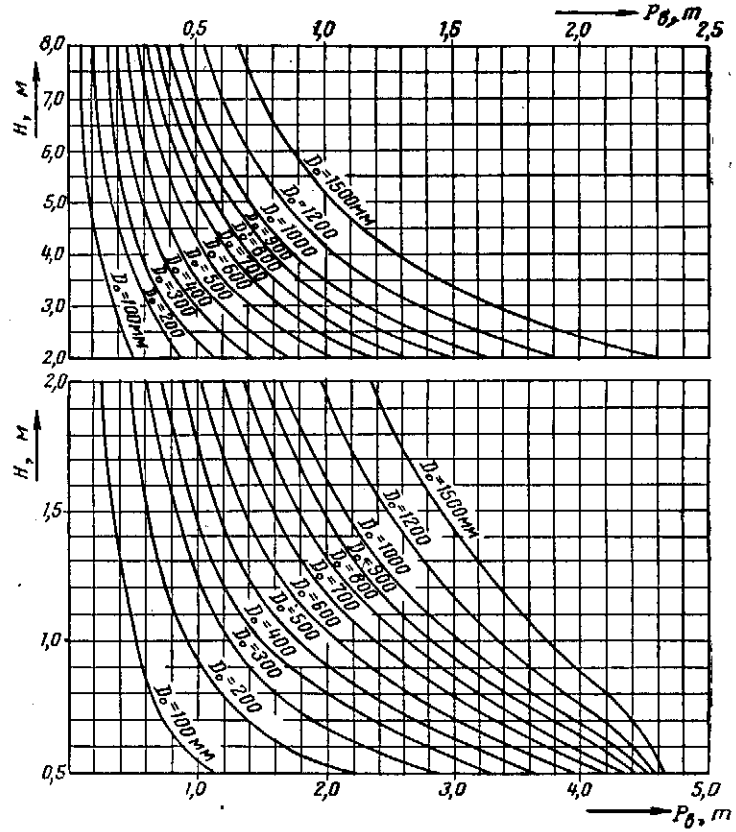


Рис. 33. График для определения давления на трубы от 60-*т* гусеничной нагрузки

$n_р$ — коэффициент перегрузки, который впредь до выхода специальных технических условий можно принимать равным 1,2.

График (рис. 33) составлен для 60-тонной гусеничной нагрузки (НГ-60) при установке одной из гусениц над трубой вдоль ее продольной оси. Этот график позволяет непосредственно определить полное нормальное статическое давление на 1 *м* длины трубы от нагрузки НГ-60. Коэффициент перегрузки можно также принимать равным 1,2. Для 30-тонной гусеничной на-

прузки НГ-30 значения, получаемые по графику, следует умножить на 0,625.

Отметим, что принятое при составлении графиков расположение нагрузок по отношению к трубе не всегда является самым невыгодным. Так, например, для малых глубин заложения наиболее опасным является расположение одного колеса автомашины непосредственно над трубой, а для больших глубин заложения — такое расположение трактора, при котором его продольная ось находится над осью трубы. Графики не учитывают также случая прохождения над трубой колонн грузовых автомашин или тракторов.

Кроме того, эти графики, давая полную нагрузку на 1 *м* длины трубы, оставляют без учета неравномерность распределения этой нагрузки как по ширине, так и по длине трубы и вместе с тем не учитывают, что нагрузка от колес распределена по некоторым площадкам. Наконец, при составлении графиков не приняты во внимание концентрация давлений, имеющая место в сыпучих грунтах, и влияние самой трубы на напряженное состояние грунта. Однако для целей практики графики дают приемлемую точность результатов.

В иностранной литературе А. Гереном [53] приводятся таблицы и графики, составленные с учетом указанных факторов и приводящие для малых глубин заложения труб к значительно большим величинам расчетных давлений. При составлении таблиц и графиков Гереном принято, что колеса двух соседних автомашин находятся друг от друга на расстоянии 0,8 *м*, а не 1,1 *м*, как это должно быть в соответствии с СНиП. Поэтому для тяжелых автомашин эта таблица оказывается уже непригодной.

При резко выраженном непрерывном возрастании модуля деформации грунта по глубине более точные результаты, чем формула (II.75), дает следующая формула:

$$\sigma_z = \frac{2PH^4}{\pi R^6} = \frac{0{,}636PH^4}{(H^2 + r^2)^3}; \qquad \text{(II.82)}$$

$$\sigma_{z_{\text{макс}}} = 0{,}636\,\frac{P}{H^2}. \qquad \text{(II.83)}$$

Эти формулы, считавшиеся эмпирическими, в действительности строго удовлетворяют дифференциальным уравнениям равновесия и неразрывности деформаций для неоднородного полупространства с линейно-возрастающим по глубине модулем деформации и с коэффициентом Пуассона $\nu = \frac{1}{3}$.

Коэффициент концентрации напряжений вследствие непрерывной неоднородности грунта по глубине получим как отношение действительных напряжений, определяемых по формуле (II.82), к номинальным, найденным по формуле (II.75)

$$K_1 = \frac{4}{3}\cdot\frac{H}{R}.$$

Наибольшей величины этот коэффициент достигает при $r = 0$, т. е. при $H = R$:

$$K_{1_{\text{макс}}} = 1{,}333.$$

Для линейной нагрузки вместо формул (II.77) и (II.78) в этом случае имеем:

$$\sigma_z = \frac{0{,}750P'H^4}{R^5} = \frac{0{,}750P'H^4}{(H^2 + r^2)^{5/2}}; \qquad \text{(II.84)}$$

$$\sigma_{z_{\text{макс}}} = 0{,}750\frac{P'}{H};$$

$$K_{1_{\text{макс}}} = 1{,}18. \qquad \text{(II.85)}$$

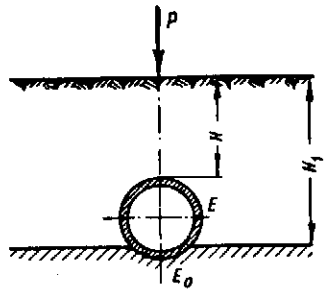


Рис. 34. Труба, уложенная на основании, обладающем другой жесткостью, чем засыпка

При наличии непосредственно под трубой (рис. 34) подстилающего слоя, обладающего другой жесткостью, чем засыпка, можно по методу Г. И. Покровского [36] привести двуслойную среду к однослойной путем замены верхнего слоя H_1 эквивалентным слоем нижнего основания высотой

$$H_э = H_1\sqrt{\frac{E}{E_0}}, \qquad \text{(II.86)}$$

где E_0 — модуль деформации основания;
E — модуль деформации засыпки.

При этом E_0 и E не должны сильно различаться друг от друга. Коэффициент концентрации напряжений вследствие разнослойности выражается так:

$$K_2 = \left(\frac{E}{E_0}\right)^{3/2}\left(\frac{H^2 + x^2}{H^2\frac{E}{E_0} + x^2}\right)^{5/2}. \qquad \text{(II.87)}$$

При $x = 0$, т. е. под силой $K_{2_{\text{макс}}} = \frac{E_0}{E}$.

Нарушение однородности грунтового массива помещенной в него трубой, обладающей иной жесткостью, может быть учтено посредством введения коэффициента концентрации напряжений, определяемого по следующей формуле [64]:

$$K_3 = \frac{5 + 3n}{(1 + n)(3 + n)}, \qquad \text{(II.88)}$$

где $n = \frac{E}{E_c}\left(\frac{r}{h}\right)^3$;

E — модуль деформации засыпки;
E_c — модуль упругости материала трубы;
r — средний радиус трубы;
h — толщина ее стенки.

При абсолютно жесткой трубе, т. е. при $\frac{E}{E_c} = 0$;

$$K_{\bar{\sigma}_{z\,макс}} = \frac{5}{3} \approx 1{,}667.$$

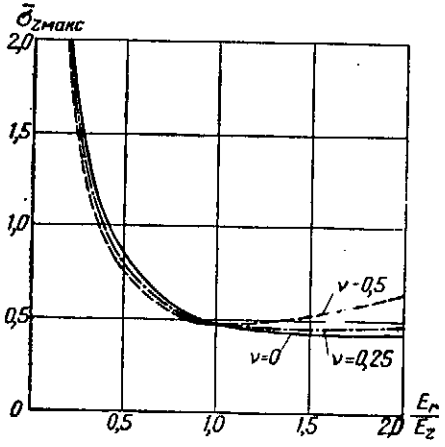


Рис. 35. График для определения коэффициента $\bar{\sigma}_{z\,макс}$ в формуле (II. 89)

Цилиндрическая анизотропия грунта может быть обусловлена слоистой или столбчатой структурой грунта, а также неравенством горизонтальных и вертикальных составляющих напряжения в грунте в процессе его естественного уплотнения, что также должно привести к неравенству модулей деформации E_z и E_r в вертикальном и горизонтальном направлениях.

Формула для вертикальной составляющей напряжения в анизотропном полупространстве, полученная С. Г. Лехницким, приведена Л. П. Портаевым к следующему простому виду:

$$\sigma_z = \bar{\sigma}_z \frac{P}{H^2}, \qquad (II.89)$$

где $\bar{\sigma}_z$ — коэффициент, зависящий от отношений $\frac{E_r}{E_z}$ и $\frac{r}{H}$ и от величины коэффициента Пуассона ν.

Значения коэффициента $\bar{\sigma}_{z\,макс}$ для $r = 0$, т. е. на линии действия силы P, могут быть взяты по графику (рис. 35).

Для отношения $\frac{E_r}{E_z} = 0{,}5$ и $\nu = 0{,}25$ $\bar{\sigma}_{z\,макс} = 0{,}8$; следовательно, коэффициент концентрации напряжений вследствие анизотропии достигает величины $K_4 = 0{,}8 : 0{,}478 = 1{,}67$. Это говорит о том, что с анизотропией грунта необходимо считаться.

Что касается концентрации напряжений вследствие текучести грунта, нелинейного закона его сжатия и разрывности деформаций, то для труб, уложенных на достаточной глубине от поверхности при надлежащем уплотнении вышележащей засыпки, с этими факторами можно не считаться. Однако нужно учитывать в расчетах то обстоятельство, что при образовании глубокой колеи на поверхности грунта под колесами толщина слоя земли над трубой уменьшается.

Для труб, уложенных закрытым способом, может возникнуть вопрос о действии нагрузки, приложенной на поверхности земли до укладки трубы, например, от фундаментов существующих зданий. Более или менее точное решение этого вопроса невозможно без надлежаще поставленных экспериментов. Во всяком случае следует иметь в виду, что грунт, расположенный рядом с будущей трубой, уже приобрел предварительное сжатие и некоторое напряженное состояние под действием нагрузки, приложенной на поверхности. Поэтому нагрузка при равномерном ее распределении будет равнозначна увеличению высоты грунтового массива на эквивалентную толщину слоя грунта. Это в конечном счете или вовсе не отразится на величине передающейся трубе нагрузки или скажется в значительно меньшей степени, чем при последующем загружении.

Для случая укладки трубы в траншее решение теории упругости, полученное для полупространства, применимо лишь с известной натяжкой, так как наличие стенок траншеи находится в противоречии с представлением о полубесконечном теле. Однако данные опытов показывают, что и в этом случае формулы теории упругости дают достаточно близкие к действительности результаты, особенно после того, как засыпка уплотнится.

В первые же дни после засыпки траншеи фактическое давление, передающееся на трубу от нагрузок, приложенных на поверхности земли, может значительно превышать расчетное, найденное по формулам теории упругости. Причина такого расхождения заключается в том, что происходит сдвиг засыпки у стенок траншеи, вследствие чего поле напряжений, вызванное нагрузкой, почти не выходит за пределы стенок траншеи. Чем лучше произведено уплотнение засыпки над трубой, тем меньше сказывается влияние этого фактора.

Переходя к вопросу о распределении давления по поверхности круглой трубы, рассмотрим простейший случай, когда на поверхности земли установлена одна линия нагрузки P', действующей в вертикальной плоскости, проходящей через ось трубы (рис. 36). Исходя из простого радиального распределения напряжений, следует, что для части окружности $ГАГ$, определяемой касательными к трубе, составляющими углы ψ_0 с вертикалью, применение решения теории упругости не может иметь места; оно приложимо только к дуге $ГВГ$, определяемой центральным углом $180° - 2\,\psi_0$. Эта дуга будет тем короче, чем меньше глубина заложения трубы по сравнению с ее внешним диаметром. При $H = D_1$ проекция дуги $ГВГ$ имеет ширину, равную $0{,}707\,D_1$. Тогда

вертикальные напряжения в точках B и $Г$ по формуле (II.77) будут соответственно равны

$$\sigma_B = 0{,}636\,\frac{P'}{D_1} \text{ и } \sigma_Г = 0{,}380\,\frac{P'}{D_1}.$$

Если приближенно принять эпюру σ за параболу, то полная нагрузка на единицу длины трубы будет

$$P_в = 0{,}380\,\frac{P'}{D_1}\cdot 0{,}707\,D_1 + \\ + \frac{2}{3}\,(0{,}636 - 0{,}380)\frac{P'}{D_1}\cdot 0{,}707\cdot D_1 = 0{,}389P'.$$

Если же считать давление равномерно распределенным при интенсивности, равной наибольшему давлению, то эта нагрузка составит

$$P_в = 0{,}636\,\frac{P'}{D_1}\cdot 0{,}707\;D_1 = 0{,}449P'.$$

Получается разница порядка 15%. Что касается наибольших изгибающих моментов в стенке кольца, то они будут соответственно равны

$$M_{макс} = 0{,}151\,\frac{P'r^2}{D_1} \text{ и } M_{макс} = 0{,}159\,\frac{P'r^2}{D_1}.$$

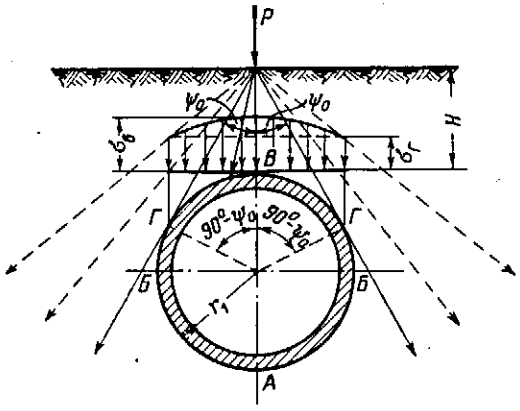


Рис. 36. Схема передачи давления на трубу от линейной нагрузки, приложенной на поверхности земли

Разница всего 5%. Она будет еще меньше, если учесть влияние горизонтальной составляющей давления, которой мы пренебрегли. К таким же приблизительно выводам можно прийти и в случае сосредоточенной силы. Таким образом, во всех случаях, когда труба заложена на глубину $H \geqslant D_1$, можно считать давление на нее от нагрузок, приложенных на поверхность земли, вертикальным и равномерно распределенным по всей горизонтальной проекции трубы при расчетной интенсивности, равной наибольшей ординате эпюры напряжений. Полное расчетное давление на трубу будет равно:

$$P_в = n_р\,p_в\,D_1. \qquad \text{(II.90)}$$

Эта формула дает возможность пользования составленным нами графиком (рис. 37), позволяющим определить наибольшую интенсивность вертикального давления на трубу от различных подвижных нагрузок. При составлении этого графика нагрузка располагалась наиневыгоднейшим образом по отношению к рассматриваемому поперечному сечению трубы.

Пример 4. Определить расчетное давление, передающееся на трубу с внешним диаметром $D_1 = 0{,}72$ *м* и длиной $b = 1$ *м*, уложенную на глубине $H = 4$ *м* (в траншее или насыпи), от грузовых автомашин 13 *т* и отдельно от гусеничного трактора 60 *т*.

По графику (рис. 32) находим грузовой коэффициент $C = 0{,}06$ и подсчитываем полное расчетное вертикальное давление на трубу от автомашин: $P_в = n_р CP = 1{,}2\cdot 0{,}06\cdot 4{,}75 = 0{,}34$ *т*.

По графику (рис. 33) находим давление от гусеницы $P_в = 1{,}2\cdot 0{,}7 = 0{,}84$ *т*. Применение графика (рис. 37) и формулы (II.90) приводит к следующим результатам:

для неограниченного числа колонн нагрузок Н—10

$$P_в = 1{,}2\cdot 0{,}58\cdot 0{,}72 = 0{,}5\ m;$$

для гусеничной нагрузки 60 *т*

$$P_в = 1{,}2\cdot 1\cdot 0{,}72 = 0{,}86\ m.$$

Значительное отклонение в результатах для автомобильной нагрузки имеет место по причинам, указанным выше.

Пример 5. Определить расчетное давление на уже уложенную на глубине $H = 4$ *м* трубу от проектируемого фундамента, располагаемого над ней параллельно ее оси. Давление по подошве фундамента $p = 2$ *кг/см*^{2}, а его ширина $c = 0{,}77$ *м* и глубина заложения $h_ф = 2$ *м*. Глубина заложения верха трубы от подошвы фундамента $H = H_{тр} - H_ф = 4 - 2 = 2$ *м*.

Рассматривая фундамент как полосовую нагрузку, применяем формулу (II.80) с коэффициентом перегрузки $n_р = 1{,}1$ (как для собственного веса конструкций)

$$p_в = n_р\cdot p\left[\frac{c}{\left(\frac{c}{2}\right)^2 + H^2} + \frac{2}{H}\,\operatorname{arctg}\,\frac{c}{2H}\right] = \\ = 1{,}1\cdot 20\left[\frac{0{,}77}{\left(\frac{0{,}77}{2}\right)^2 + 2^2} + \frac{2}{2}\operatorname{arctg}\,\frac{0{,}77}{2\cdot 2}\right] = 7{,}95\ m/м^2.$$

Полное расчетное давление, передающееся на трубу от фундамента:

$$P_в = p_в\cdot D_1 = 7{,}95\cdot 0{,}72 = 5{,}72\ m.$$

Пример 6. Определить, при какой глубине заложения трубы с внешним диаметром $D_1 = 72$ *см* расчетная вертикальная нагрузка на нее от совместного давления маловлажной песчаной траншейной засыпки и грузовых автомашин 13 *т* будет наибольшей. При этом: $\gamma = 1{,}65$ *т/м*^{3}, $B = 1{,}5$ *м*. Коэффициенты перегрузки принимаются равными соответственно $n_в = 1{,}4$ и $n_р = 1{,}2$. Глубина заложения должна находиться в пределах от 0,5 до 5 *м*.

В соответствии с формулами (II.7), (II.81) полная расчетная вертикальная нагрузка на трубу будет выражаться так:

$$Q_в = G_в + P_в = n_в\gamma K_{тр}\,H\frac{B + D_1}{2} + n_р\,CP = \\ = 1{,}4\cdot 1{,}65\cdot K_{тр}\,H\,\frac{1{,}5 + 0{,}72}{2} + 1{,}2\,C\cdot 4{,}75 = 2{,}56K_{тр}\,H + 5{,}7C.$$

Величины $K_{тр}$ и C зависят от глубины заложения H и берутся по графикам, изображенным на рис. 10 и рис. 32. Составим табл. 7.

Таблица 7

Определение нагрузки на трубу

H в $м$	$\frac{H}{B}$	$K_{тр}$	$G_в$ в $т$	C	$P_в$ в $т$	$Q_в$ в $т$
0,5	0,33	0,95	1,22	0,75	4,28	5,50
0,75	0,50	0,92	1,77	0,54	3,08	4,85
1,0	0,67	0,89	2,28	0,41	2,34	4,62
1,25	0,83	0,87	2,78	0,33	1,88	4,66
1,5	1,00	0,84	3,24	0,25	1,42	4,66
2,0	1,33	0,79	4,05	0,17	0,97	5,02
3,0	2,00	0,71	5,45	0,10	0,57	6,02
4,0	2,67	0,66	6,75	0,06	0,34	7,09
5,0	3,33	0,60	7,70	0,05	0,29	7,99

Наибольшей величины полная расчетная нагрузка на трубу достигает при наибольшем значении глубины $H = 5$ $м$. На глубине $H = 1$ $м$ полная расчетная нагрузка будет наименьшей.

6. Динамическое действие транспортных нагрузок на трубы, уложенные в земле

Динамическое действие транспортных нагрузок на трубы, уложенные в земле, определяется рядом факторов. Сюда относятся:

а) динамика нагрузки, под которой следует понимать характер силового воздействия на поверхности земли;

б) динамика грунта, т. е. условия распространения силовых импульсов через грунт как в пространстве, так и во времени;

в) динамика конструкции, т. е. характеристика поведения конструкции при переменных нагрузках вследствие появления инерционных сил;

г) динамика материала, т. е. совокупность свойств, определяющих поведение материала при динамических воздействиях.

В такой последовательности мы и рассмотрим данный вопрос.

Динамика нагрузки. Динамические свойства силового воздействия транспорта, перемещающегося по поверхности земли, зависят от типа машины и состояния ее покрышек, характера подвески, скорости движения и веса. Огромное значение имеют также тип и состояние дорожного покрытия.

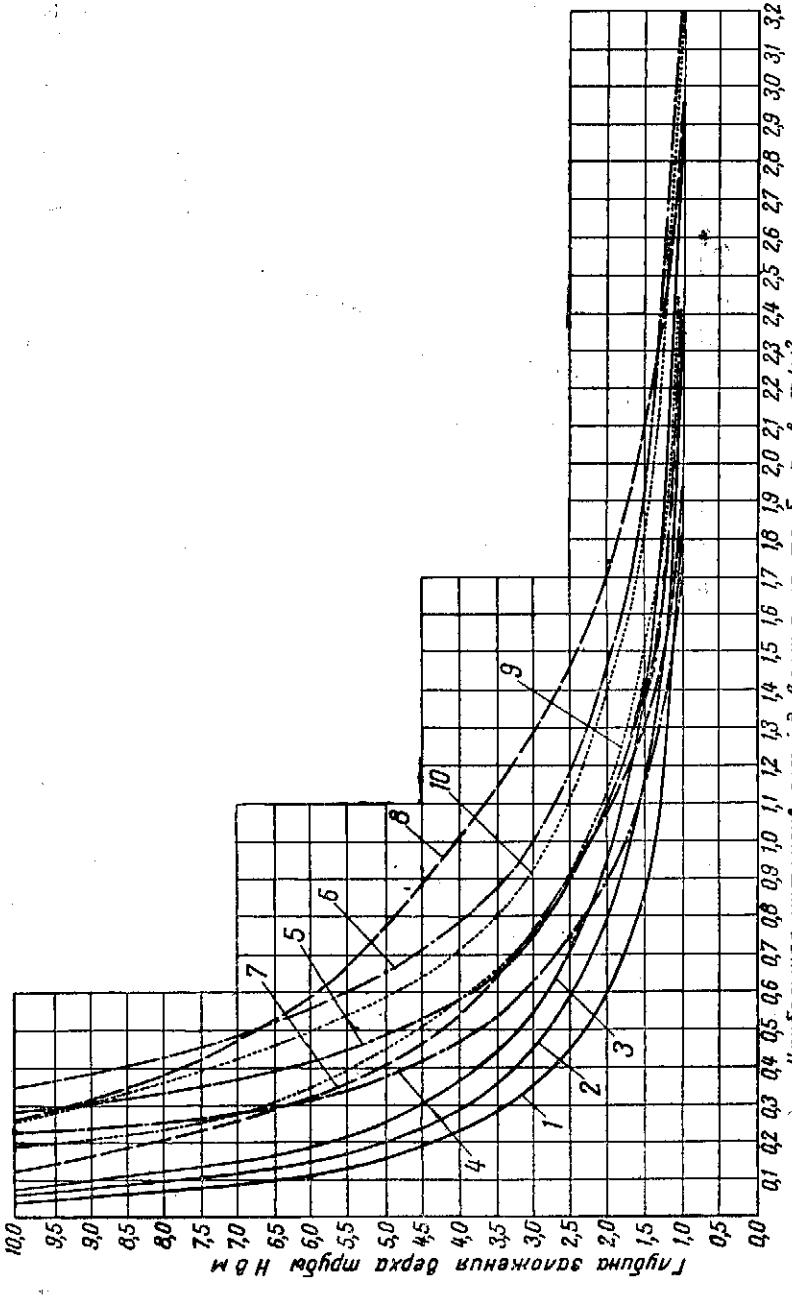


Рис. 37. График для определения наибольшей интенсивности вертикального давления от временных нагрузок
1, 2, 3 — грузовые автомобили весом соответственно 10,4; 13 и 16,9 *т*; *4, 5, 6* — неограниченное число колонн нагрузок соответственно Н—8, Н—10 и Н—13, *7* и *8* — гусеничные нагрузки 30 и 60 *т*; *9* и *10* — трамваи Т—11 и Т—13

Колесо или гусеница, перемещаясь по дороге, может сообщить последней толчок при встрече какого-либо препятствия, например камня или неровности, а также при внезапном торможении. При ударе действие нагрузки оказывается увеличенным по сравнению со статическим воздействием. Удар будет тем сильнее, чем больше масса неподвешенных частей машины, рессорная же подвеска смягчает силу удара, раздробляя его во времени. Однако, с другой стороны, рессоры сами могут вызвать колебания машины при последовательном переходе обеих ее осей через одно

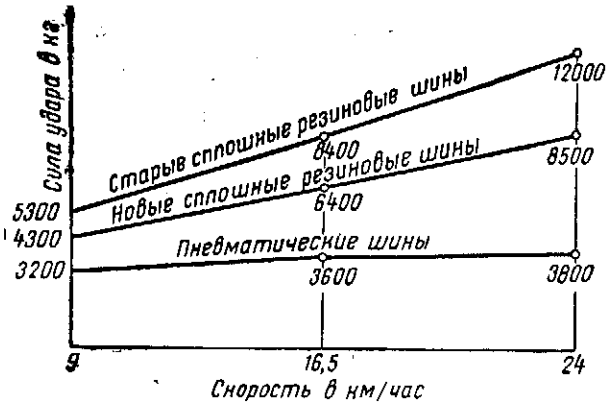


Рис. 38. Зависимость силы ударов колес от скорости движения

и то же препятствие, что повлечет за собой некоторое возрастание действия нагрузки.

Сильно способствуют смягчению ударов при переходе через малые неровности пути пневматические шины, служащие амортизаторами для неподвешенных масс машины. Об этом свидетельствуют результаты опытов, представленные в виде графика (рис. 38).

Однако пневматические шины тоже могут в некоторой степени служить причиной возникновения колебаний.

Некоторое увеличение действия нагрузки может быть также вызвано центробежной силой, появляющейся в результате движения колеса по вогнутой поверхности ездового полотна. При значительной скорости движения нагрузки воздействие ее будет весьма кратковременным и эффект его, как показали опыты Н. Н. Иванова[1], при прочих равных условиях может оказаться ниже статического (рис. 39).

Принципиальное решение задачи о действии подвижной нагрузки на упругое однородное изотропное полупространство дано

[1] Н. Н. Иванов, Сопоставление результатов исследований, произведенных в Москве и Ленинграде, Труды Дорожного н.-иссл. ин-та, вып. 3, 1941.

Г. И. Покровским [36]. Он указал путь для аналитического определения динамического коэффициента нагрузки в зависимости от следующих факторов: массы кузова, скорости движения колеса, модуля упругости и плотности полупространства, жесткости шин и рессор, деформации шин, а также неровностей и распределения их по длине дороги. Однако значительная часть этих факторов пока еще не исследована. Поэтому в настоящее время целесообразно воспользоваться экспериментально найденными Н. Н. Ивановым средними динамическими коэффициентами нагрузки для разных типов дорожных покрытий (табл. 8).

Динамика грунта. Вопрос о распространении импульсов через грунт весьма сложен и еще недостаточно исследован. Будем пользоваться формулой Г. И. Покровского для динамических напряжений в глубине грунтового массива, основанной на допущении, что ударный импульс распространяется в пределах трубки, имеющей вид усеченного конуса:

$$\sigma_{дин} = \frac{K p_{дин}\, h_0^n}{(h_0 + H)^n}, \quad (II.91)$$

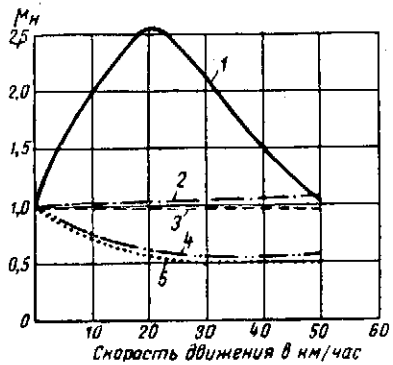


Рис. 39. Зависимость динамического коэффициента нагрузки от скорости движения и типа дорожного покрытия—по опытам Н. Н. Иванова

1 — булыжная мостовая; *2* — щебеночное шоссе; *3* — асфальтобетонное покрытие по щебню; *4* — асфальтобетонное покрытие по булыжной мостовой; *5* — земляное полотно

Таблица 8

Динамические коэффициенты нагрузки

Тип дорожного покрытия	$\mu_н$
Земляное полотно	1,00
Асфальтобетонное покрытие по булыжной мостовой	1,00
Асфальтобетонное покрытие по щебню	1,10
Щебеночное шоссе	1,25
Белое шоссе	1,40
Булыжная мостовая	2,25

где K — коэффициент концентрации;

$P_{дин} = \mu_н p_{ст}$ — динамическая нагрузка на поверхности земли;

n — параметр, зависящий от времени;

H — глубина от поверхности земли;

h_0 — некоторый дополнительный слой грунта (высота отсеченной части конуса).

Для случая статического действия нагрузки $p_{ст}$ можно написать

$$\sigma_{ст} = \frac{K p_{ст} h_0^2}{(h_0+H)^2}.$$

Принимая, что величины h_0 и K имеют одинаковое значение при динамической и статической нагрузках, найдем отношение

$$\frac{\sigma_{дин}}{\sigma_{ст}} = \frac{\mu_н h_0^n (h_0+H)^2}{h_0^2 (h_0+H)^n} = \mu_н \left(\frac{h_0}{h_0+H}\right)^{n-2} = \mu_н \mu_г.$$

Параметр n на основании экспериментальных данных Г. И. Покровского и В. Г. Булычева [1] можно принять равным 2,4.

Тогда предыдущее выражение примет вид

$$\mu_н \mu_г = \mu_н \left(\frac{h_0}{h_0+H}\right)^{0,4},$$

где $\mu_г$ — динамический коэффициент грунта, который выражается формулой

$$\mu_г = \left(\frac{h_0}{h_0+H}\right)^{0,4}. \qquad (II.92)$$

При этом удовлетворяется условие, что при $H=0$ $\mu_г = 1$ и $\sigma_{дин} = \mu_н \sigma_{ст}$.

Постоянный параметр h_0 установим, принимая, что образующие конуса распространения импульса составляют угол $\phi = 45°$ с вертикалью, как это часто принимается при рассмотрении статических нагрузок. Кроме того, площадку, на которую действует импульс, будем считать круговой. Тогда h_0 будет равно радиусу этой площадки.

Так как в действительности отпечаток колеса является прямоугольным или эллиптическим, то его придется привести к равновеликому кругу.

На рис. 40 приведен график, позволяющий найти величину динамического коэффициента грунта для разных глубин заложения верха трубы. При построении этого графика длина и ширина следа заднего колеса грузового автомобиля приняты соответственно равными 0,2 и 0,4 *м*.

Динамика конструкции. Как известно, всякая упругая система в результате удара или воздействия импульса силы приходит в состояние колебательного движения.

[1] Г. И. Покровский и В. Г. Булычев, Исследование напряжений в грунтах и многослойной одежде при динамической нагрузке, Труды Дорожного н.-иссл. ин-та, вып. 1, 1938.

Кратковременное действие нагрузки (например перемещающегося по земле колеса) по своему эффекту может рассматриваться как удар.

Если сделать допущение, что сила P внезапно появилась в мгновение $t=0$ и внезапно исчезла в мгновение $t=T$, сохраняя в этом интервале постоянное значение, то динамический коэффициент конструкции $\mu_к$ для мгновения, соответствующего концу удара, будет равен:

$$\mu_к = 1 - \cos \varphi T, \qquad (II.93)$$

где φ — частота собственных колебаний конструкции.

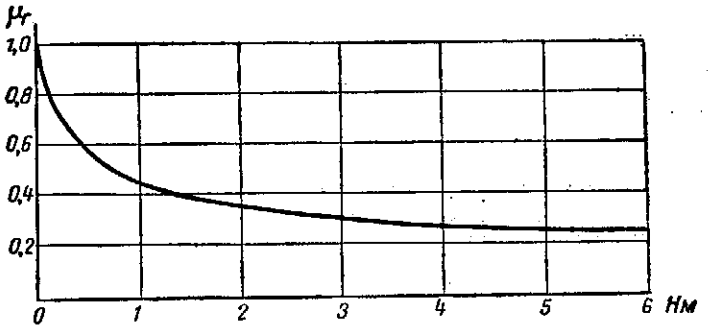


Рис. 40. Зависимость динамического коэффициента грунта от глубины заложения трубы

Однако динамический коэффициент в конце удара может быть не максимальным. Под влиянием силы P конструкция приходит в состояние колебательного движения, и наибольшие перемещения и напряжения могут быть достигнуты после прекращения действия силы. При этом динамический коэффициент будет определяться уже другой формулой:

$$\mu = 2 \sin \varphi \frac{T}{2}. \qquad (II.94)$$

Таким образом, определение динамического коэффициента конструкции сводится к установлению продолжительности действия силы P и к вычислению частоты собственных колебаний трубы, уложенной в земле.

Формула для частоты основного тона колебаний изгиба кругового кольца имеет такой вид:

$$\varphi = \sqrt{\frac{36 E_c J g}{5 \gamma_c F r^4}} = 0{,}463 \frac{h}{r^2} \sqrt{\frac{E_c}{\gamma_c}}, \qquad (II.95)$$

где $E_c J$ — жесткость стенки кольца;

F — площадь ее продольного сечения;

h — толщина стенки;

r — средний радиус кольца;
γ_c — объемный вес материала;
g — ускорение силы тяжести.

Эта формула получена в предположении, что труба не засыпана, между тем как трубу окружает грунт, который производит тройное действие. Во-первых, уменьшая деформации трубы, он как бы увеличивает жесткость ее стенок, что приводит к увеличению частоты собственных колебаний. Во-вторых, грунт сам принимает участие в колебательном движении в виде некоторой «присоединенной» массы, оказывающей противоположное действие. В-третьих, грунт вызывает весьма интенсивное затухание колебаний стенок трубы. Соотношение между T и φ зависит от скорости движения нагрузки, а потому является переменным. В то же время, согласно формуле (II.94), динамический коэффициент выражается периодической функцией, изменяющейся в пределах от 0 до 2 и имеющей аргументом произведение $\varphi \frac{T}{2}$. Учитывая, что в действительности нагрузка в течение периода T не является постоянной, а плавно возрастает и плавно же убывает (это смягчает ее динамический эффект), а также, что происходит интенсивное затухание колебаний трубы в грунте, считаем, что динамический коэффициент конструкции может быть принят равным единице ($\mu_к = 1{,}0$).

Динамика материала. Напряженное состояние трубы при прохождении над ней подвижной нагрузки будет изменяться от одного предела до другого. Такое изменение напряжений называется циклом. Этот цикл, очевидно, будет несимметричным, так как к статическому напряжению $\sigma_{ст}$ от собственного веса и веса засыпки в некоторые промежутки времени добавляется еще динамическое напряжение $\sigma_{дин}$ от действия подвижной нагрузки. На основании большого числа опытов И. Л. Корчинский [1] рекомендует формулу Гудмана — Джонсона для предела выносливости при несимметричном цикле, пригодную для многих строительных материалов (бетона, железобетона, каменной кладки и дерева):

$$\sigma_{вын} = \frac{\sigma_{пр}}{2 - \frac{\sigma_{мин}}{\sigma_{макс}}}, \qquad (II.96)$$

где $\sigma_{пр}$ — предел прочности при статическом загружении;

$\sigma_{мин}$ и $\sigma_{макс}$ — минимальное и максимальное напряжение в течение цикла (рис. 41).

Очевидно, можно принять:

$$\sigma_{мин} = \sigma_{ст},$$

$$\sigma_{макс} = \sigma_{ст} + \sigma_{дин}$$

[1] И. Л. Корчинский, Расчет строительных конструкций на вибрационную нагрузку, Стройиздат, 1948.

и заменить в формуле (II. 96) отношение этих напряжений отношением соответствующих им нагрузок $G_в$ и $P_в$. Тогда

$$\sigma_{вын} = \frac{\sigma_{пр}}{2 - \frac{G_в}{G_в + \mu' P_в}}, \qquad (II.97)$$

где $\mu' = \mu_н \mu_г \mu_к$.

При переменных напряжениях в основу расчета на прочность вместо предела прочности должен быть положен предел выносливости. Это равносильно уменьшению несущей способности конструкции в $\frac{1}{2 - \frac{G_в}{G_в + \mu' P_в}}$ раз.

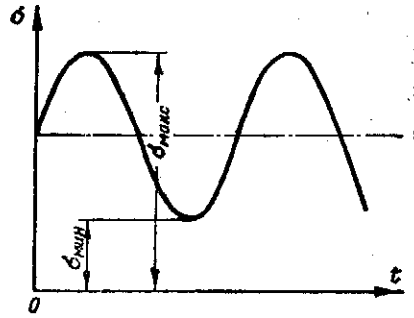


Рис. 41. Цикл изменения напряженного состояния трубы

Чтобы учесть влияние динамических свойств материала на эффект, вызываемый подвижной нагрузкой, найдем величину, на которую она должна быть умножена, вместо того, чтобы снижать расчетную несущую способность трубы. Эту величину можно назвать динамическим коэффициентом материала ($\mu_м$) и найти из пропорции

$$\frac{G_в + \mu' P_в}{\sigma_{вын}} = \frac{G_в + \mu_м \mu' P_в}{\sigma_{пр}}.$$

Из сопоставления этого выражения с формулой (II. 97) можно найти $\mu_м = 2$; для металла получается $\mu_м = 1{,}5$.

Конечно, динамические свойства материала следует учитывать лишь в тех случаях, когда труба в течение своего срока службы должна подвергаться частому и многократному действию динамической нагрузки, как, например, трубы, заложенные на небольшой глубине под автомобильными дорогами и городскими проездами.

Полный учет всех накладывающихся друг на друга динамических явлений можно приближенно произвести, определив общий динамический коэффициент μ путем перемножения всех полученных ранее частных динамических коэффициентов.

Если получится, что $\mu < 1{,}0$, то расчетным является случай статического действия подвижной нагрузки.

Для практического расчета труб при достаточно гладких покрытиях можно пользоваться значениями общего динамического коэффициента, приведенными в Строительных нормах и правилах для расчета тоннелей, заложенных открытым способом (табл. 9).

Таблица 9

Общие динамические коэффициенты для разных глубин заложения труб

Глубина заложения верха трубы H в $м$ . .	$<0,4$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	$\geqslant 1,0$
Общий динамический коэффициент μ	1,30	1,25	1,20	1,15	1,10	1,05	1,00

Пример 7. Определить общий динамический коэффициент для железобетонной трубы, уложенной на глубине $H = 0,4$ $м$ от поверхности земли, при прохождении над ней автомобильной нагрузки. Дорожное покрытие — асфальтобетон по щебню.

Для дорожного покрытия примем динамический коэффициент нагрузки $\mu_н = 1,1$.

Для $H = 0,4$ $м$ по графику (рис. 40) динамический коэффициент грунта $\mu_г = 0,6$.

Динамический коэффициент конструкции принимаем в соответствии с высказанными ранее соображениями $\mu_к = 1,0$.

Динамический коэффициент материала для железобетона $\mu_м = 2,0$.

Общий динамический коэффициент:

$$\mu = \mu_н \mu_г \mu_м = 1,1 \cdot 0,6 \cdot 2,0 = 1,32 \approx 1,3.$$

Результат совпадает с рекомендациями СНиП.

Произведенные нами подсчеты показывают, что для обычных глубин заложения труб динамическое действие транспортных нагрузок в большинстве случаев ниже их статического действия; поэтому динамический фактор следует учитывать лишь в случае, если глубина заложения трубы от поверхности меньше 1 $м$ или при дорожном покрытии в виде булыжной мостовой.

7. Опорные реакции жесткой трубы

Равнодействующая активных сил, т. е. нагрузок, действующих на трубу, уравновешивается реакцией грунта, служащего основанием трубы. Таким образом, равнодействующая опорной реакции легко может быть определена после того, как подсчитаны все нагрузки. Иначе обстоит дело с законом распределения реакции по опорной поверхности. Это распределение заранее неизвестно. Между тем от этого распределения в большой степени зависят внутренние силы (изгибающие моменты и нормальные силы), возникающие в стенке трубы, а следовательно, ее толщина и армирование.

Для устранения указанной неопределенности многими исследователями были сделаны различные, более или менее удачные допущения относительно вида эпюры реакции. Формально разрешая задачу, все эти предложения недостаточно обоснованы, так как они не учитывают, с одной стороны, физических свойств грунта, служащего основанием трубы, а с другой стороны, характера опирания нижней части трубы на этот грунт.

Следует различать два основных вида материалов как оснований для труб:

а) несвязные материалы, т. е. материалы, лишенные сцепления или обладающие незначительным сцеплением; к ним должны быть отнесены песчаные грунты, а также глинистые грунты в текучем и даже пластичном состояниях;

б) связные материалы, к которым относятся глинистые грунты в твердом состоянии, а также бетон.

Исходя из строгого решения задачи о бесконечно-длинной балке на упругой полуплоскости, Н. М. Герсеванов и Б. Н. Жемочкин пришли к следующей формуле для коэффициента постели, эквивалентного по максимальному изгибающему моменту:

$$k = 0,28 \sqrt[3]{\frac{E_0^4 b}{EI}}, \qquad \text{(II.98)}$$

где E_0 — модуль деформации основания;
EI — жесткость балки;
b — ее ширина.

А. Фёльми [64] получил формулу для круглой трубы. Для этого он рассматривал однородный массив грунта, в котором на глубине H от поверхности выделен грунтовый цилиндр такого же диаметра D_1, как и у трубы.

Интенсивность вертикального равномерного давления на этот цилиндр равна:

$$g = \gamma H,$$

а наибольшее радиальное укорочение:

$$w = \frac{\gamma H D_1}{2E_0}.$$

Для трубы при этой же нагрузке имеем (см. ниже формулу IV.13)

$$w_в = \frac{\gamma H r^3 D_1}{24 E_c I}.$$

По теории балки на несвязном упругом основании реакция основания уменьшается пропорционально уменьшению осадки данной площадки, поэтому интенсивность опорной реакции жесткой трубы будет больше, чем интенсивность опорной реакции грунтового цилиндра, на величину

$$\Delta g = k(w - w_в) = k\gamma H \frac{D_1}{2}\left(\frac{1}{E_0} - \frac{r^3}{12E_c I}\right).$$

С другой стороны, нарушение однородности насыпи помещением в нее жесткой трубы обусловливает дополнительное давление

$$\Delta q = (K_н - 1)\,\gamma H.$$

Приравняв это выражение предыдущему, можно найти эквивалентный коэффициент постели засыпки:

$$k = \frac{2(K_н - 1)}{D_1\left(\frac{1}{E_0} - \frac{r^3}{12E_c I}\right)} = \frac{2(K_н - 1)}{D_1\left[\frac{1}{E_0} - \frac{1}{E_c}\left(\frac{r}{h}\right)^3\right]}. \qquad (II.99)$$

Эта формула дает коэффициент постели в функции величин, которые аналогичны величинам, входящим в формулу (II.98). Обе формулы показывают, что коэффициент постели возрастает с увеличением модуля деформации грунта и уменьшается с увеличением жесткости сооружения.

Для бесконечно жесткой трубы, находящейся в однородной, ненарушенной среде, $K_н = 5/3$ и формула (II. 99) принимает такой вид:

$$k = \frac{4}{3}\cdot\frac{E_0}{D_1}. \qquad (II.100)$$

Эта формула может быть в запас прочности применена и к трубам конечной жесткости. Она устанавливает линейную зависимость между коэффициентом постели и модулем деформации.

Модуль деформации основания можно принять для несвязных грунтов величиной, линейно-возрастающей с глубиной, а для связных грунтов и материалов — постоянной величиной.

Тогда для несвязных грунтов

$$k = \bar{k}z,$$

где $\bar{k}$ — коэффициент пропорциональности;

z — глубина от поверхности земли.

Для связных грунтов и материалов

$$k = \text{const}.$$

Многочисленными опытами, произведенными различными исследователями, установлено, что нельзя отождествлять реактивное действие на трубу той опорной постели, на которую она была уложена, с действием грунта, подбитого под трубу уже после ее укладки.

Опыты отчетливо показали, что даже в том случае, если после подбивки грунта под трубу произведено ее дополнительное нагружение, опорное давление все же воспринимается почти исключительно первоначальной опорной поверхностью. Это объясняется тем, что засыпка практически не может быть подбита под трубу настолько плотно, чтобы произвести разгружение уже подвергнувшегося ранее уплотнению грунта основания.

Исходя из этого, будем учитывать распределение опорной реакции $Q_в$ лишь по первоначальной опорной поверхности, определяемой центральным углом 2α. Сделанные допущения позволяют найти распределения опорных реакций для двух указанных выше случаев [64].

Опирание на грунтовое основание. Рассмотрим жесткую круглую трубу, уложенную на грунтовое основание с углом охвата 2α (рис. 42 слева). Под действием нагрузок труба погрузится в основание на некоторую величину Δ. При этом произвольная точка E, лежащая на внешней окружности трубы и определяемая углом θ, получит осадку, которая может быть разложена на две составляющие: радиальную $w_\theta = \Delta\cos\theta$ и тангенциальную $u_\theta = \Delta\sin\theta$.

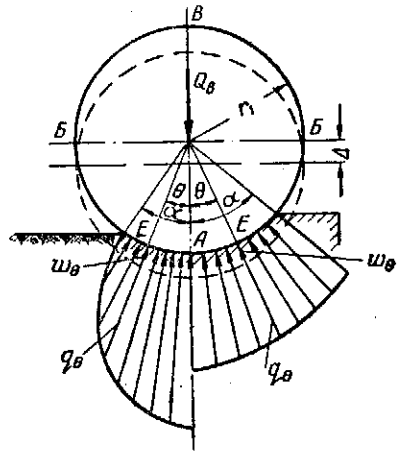


Рис. 42. Распределение опорных реакций при грунтовом основании и жестком фундаменте

Тангенциальные составляющие перемещений вызывают значительно меньшие касательные усилия, чем нормальные давления, обусловленные радиальными перемещениями. Поэтому, пренебрегая тангенциальной составляющей u_θ, пользуемся простейшей моделью упругого основания при переменном коэффициенте постели и находим интенсивность опорной реакции в точке E

$$q_\theta = kw_\theta = \bar{k}r_1(\cos\theta - \cos\alpha)\Delta\cos\theta.$$

Равнодействующая опорных реакций равна геометрической сумме всех активных сил:

$$Q_в = 2\int_0^\alpha q_\theta r_1\cos\theta d\theta = \frac{\bar{k}\,r_1^2\Delta(3\sin\alpha + \sin^3\alpha - 3\alpha\cos\alpha)}{3},$$

откуда:

$$\Delta = \frac{3Q_в}{\bar{k}\,r_1^2(3\sin\alpha + \sin^3\alpha - 3\alpha\cos\alpha)}$$

и, наконец,

$$q_\theta = \frac{3Q_в(\cos\theta - \cos\alpha)\cos\theta}{r_1(3\sin\alpha + \sin^3\alpha - 3\alpha\cos\alpha)}. \qquad (II.101)$$

Распределение опорных реакций по этому уравнению показано на рис. 42 (слева). Легко обнаружить чрезвычайно близкое сход-

ство аналитически найденного закона распределения опорной реакции с эпюрами, полученными для жесткой железобетонной трубы экспериментально (рис. 43).

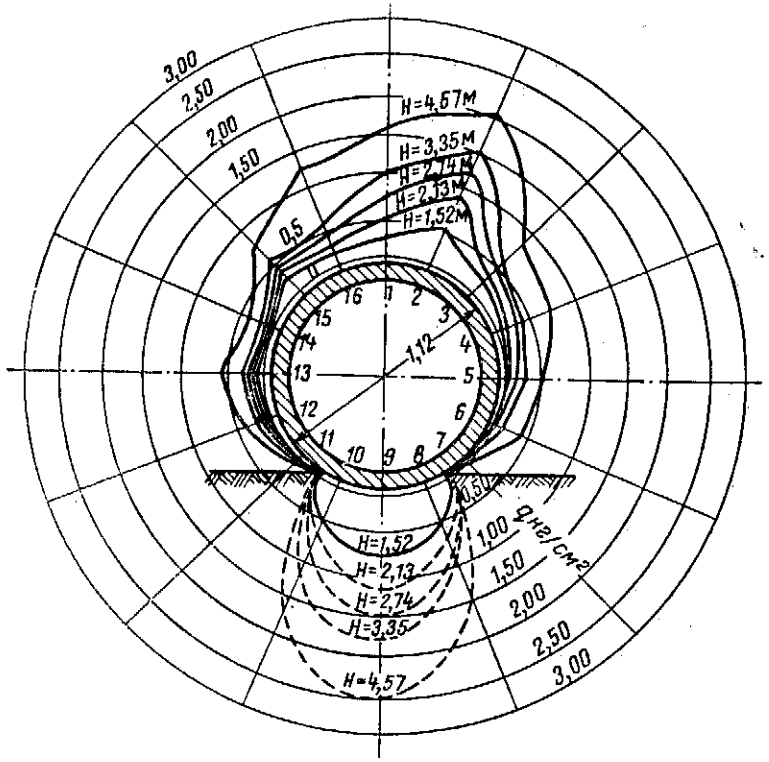


Рис. 43. Нормальное давление засыпки и опорные реакции, действующие на железобетонную трубу при разных высотах насыпи (по опытам А. Марстона)

Для трубы, опирающейся всей нижней полуокружностью $\alpha = \frac{\pi}{2}$:

$$q_\theta = \frac{3Q_в \cos^2 \theta}{4r_1}. \qquad (II.102)$$

Опирание на жесткий фундамент. Пренебрегая, как и в предыдущем случае, тангенциальной составляющей перемещения и принимая модуль деформации, а следовательно, и коэффициент постели постоянным, получаем по рис. 42 (справа)

$$q_\theta = kw_\theta = k\Delta \cos \theta;$$

$$Q_в = 2\int_0^\alpha q_\theta r_1 \cos\theta d\theta = \frac{kr_1 \Delta (\sin 2\alpha + 2\alpha)}{2};$$

$$\Delta = \frac{2Q_в}{kr_1 (\sin 2\alpha + 2\alpha)},$$

откуда

$$q_\theta = \frac{2Q_в}{r_1 (\sin 2\alpha + 2\alpha)}. \qquad (II.103)$$

Распределение реакций по этому закону показано на рис. 42 (справа).

При $\alpha = \frac{\pi}{2}$

$$q_\theta = \frac{2Q_в \cos\theta}{\pi r_1}. \qquad (II.104)$$

В дальнейшем будем считать нормальный способ укладки трубы на естественное грунтовое ложе (песчаное или глинистое) опиранием на несвязное основание, а укладку на фундамент — опиранием на связное основание. При этом в первом случае будем принимать $\alpha = 45°$, а во втором $\alpha = 67°30'$.

Трубы, уложенные способом закрытой проходки без устройства штольни или тоннеля бо́льшего размера, будем считать опертыми на несвязное основание с углом охвата $2\alpha = 180°$.

В случае, если труба имеет плоскую подошву или лежит на фундаменте с плоской подошвой, для определения вида эпюры реакций по подошве можно было бы воспользоваться известным решением М. Садовского для абсолютно жесткой полосы, лежащей на упругом полупространстве. Но у краев полосы это решение приводит к бесконечно большим напряжениям, что, очевидно, невозможно, и указывает на появление здесь областей текучести. Истинная величина краевых напряжений остается при этом невыясненной.

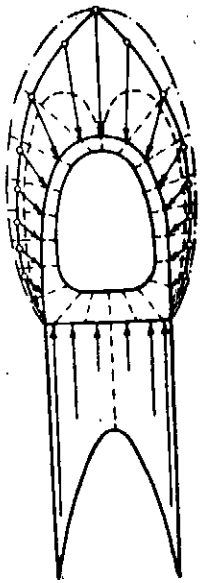


Рис. 44. Давление грунта и опорные реакции, действующие на трубу с плоской подошвой

Условные обозначения
—·— Нормальные составляющие давления
– – – – Касательные составляющие давления
▬▬ Геометрические суммы составляющих

Эксперименты, произведенные АзИС [15] на бакинском водопроводе, имеющем плоскую подошву, привели к типичным эпюрам опорных реакций (рис. 44). Они дали следующие средние значения отношений между наибольшей и наименьшей ординатами эпюры реакций: для суглинков — 1,70, для глин — 2,14. Этими данными в настоящее время и следует пользоваться для практических расчетов.

Эпюру реакций (рис. 45) с достаточной точностью можно принять за параболу, ординаты которой определяются следующими формулами:

при суглинистом основании
средняя ордината

$$q_0 = 0{,}81\,\frac{Q_в}{B_1}, \qquad (II.105)$$

крайняя ордината

$$q_1 = 1{,}37\,\frac{Q_в}{B_1}; \qquad (II.106)$$

при глинистом основании

$$q_0 = 0{,}73\,\frac{Q_в}{B_1}, \qquad (II.107)$$

$$q_1 = 1{,}56\,\frac{Q_в}{B_1}. \qquad (II.108)$$

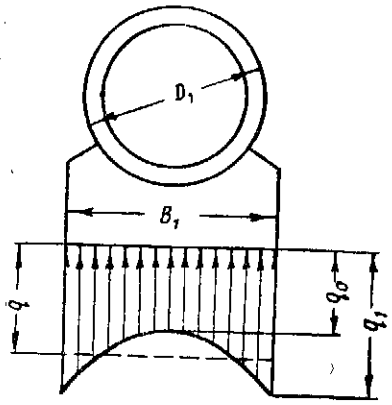


Рис. 45. Расчетная эпюра реакций грунта при плоской подошве фундамента или трубы

Для песчаного основания, учитывая структурные деформации, возникающие при самых небольших давлениях, примем равномерное распределение давления по ширине B_1.

Жесткие фундаменты под трубопроводами из коротких звеньевых труб выполняют две функции. Во-первых, они предупреждают появление больших и неравномерных осадок по длине трубопровода, которые служат причиной расстройства стыковых соединений труб, нарушающих герметичность трубопровода. Кроме того, неравномерность осадок нарушает проектные уклоны и ухудшает гидравлические свойства безнапорных трубопроводов. К этому особенно чувствительны трубопроводы больших диаметров, которые обычно укладываются с малыми уклонами.

Во-вторых, бетонные фундаменты, устраиваемые под трубами, создают более благоприятные условия работы труб в поперечном направлении, приводя к уменьшению изгибающих моментов в стенках труб. Толщина стенок вследствие этого может быть принята меньшей, чем при укладке непосредственно на грунтовое основание.

Неравномерность осадок трубопровода вызывается, с одной стороны, неравномерностью нагрузок, приложенных на поверхности, а с другой стороны, тем, что устройство выемки в виде траншеи приводит к возникновению областей текучести на дне этой выемки.

После того, как труба уложена и произведена обратная засыпка траншеи, первоначальное напряженное состояние, бывшее в грунте до устройства траншеи, может восстановиться; однако такой грунт приобретает способность давать значительные осадки даже при небольших давлениях, поэтому можно опасаться неравномерных осадок трубопроводов, уложенных в траншеи.

Если труба лежит непосредственно на несвязном грунте, в специально устроенном корыте с углом охвата 2α, то наибольшее давление на грунт имеет место в нижней точке поперечного сечения трубы и в соответствии с формулой (II.101) составляет

$$q_\alpha = \frac{3Q_в\,(1-\cos\alpha)}{r_1\,(3\sin\alpha + \sin^3\alpha - 3\alpha\cos\alpha)} = \bar{q}_\alpha\,\frac{Q_в}{D_1}. \qquad (II.109)$$

Здесь $Q_в$ — равнодействующая вертикального давления на 1 *м* длины трубы;
r_1 — внешний радиус трубы;
q_α — коэффициент, зависящий от величины угла α (табл. 10).

Таблица 10

Значения коэффициентов $\bar{q}_\alpha$ в формуле (II.109)

α в град.	0	10	$22\frac{1}{2}$	30	45	60	$67\frac{1}{2}$	75	90
$\bar{q}_\alpha$	∞	6,92	3,76	2,92	2,18	1,78	1,68	1,52	1,50

При укладке трубы на образующую ($\alpha = 0$) напряжения теоретически получаются бесконечно большими; в действительности благодаря смятию грунта под трубой площадка соприкосновения приобретает конечные размеры, а следовательно, давление на грунт не достигает теоретического предела.

Если труба лежит на жесткой подушке, то ширина последней превышает внешний диаметр трубы не более чем на $^1/_3$ этого диаметра, поэтому среднее давление на грунт составит

$$q = \frac{Q_в}{1{,}333D_1} = 0{,}750\,\frac{Q_в}{D_1}. \qquad (II.110)$$

Таким образом, расчетное давление на грунт при устройстве жесткой подушки под трубу приблизительно в три раза ниже того, которое соответствует случаю опирания трубы непосредственно на земляную постель с углом охвата $2\alpha = 90°$.

Следует указать, что абсолютные величины давлений на грунт могут при большой высоте засыпки достигать очень высоких значений.

Пусть, например, высота засыпки из влажного песка над верхом трубы составляет 6 *м*, ширина траншеи 2 *м*, внешний диаметр трубы $D_1 = 0{,}72$ *м* ($D_0 = 600$ *мм*). Тогда полное вер-

тикальное давление будет равно $Q_в = 12{,}7$ *т*, и при опирании трубы на грунт с углом $2\alpha = 90°$ максимальное давление составит:

$$q_a = \frac{2{,}18 \cdot 12{,}7}{0{,}72} = 38{,}5 \ т/м^2 \approx 4 \ кг/см^2.$$

Естественно, что при таких давлениях можно ожидать значительных и неравномерных осадок даже при довольно плотных грунтах; поэтому укладка трубы непосредственно на земляную постель в условиях данного примера недопустима.

Опасность появления неравномерных осадок особенно велика в том случае, когда трубопровод, уложенный близко от поверхности земли, подвергается действию тяжелых сосредоточенных нагрузок от транспорта. Если длина звеньев такого трубопровода невелика, то сохранение прямолинейности его оси в вертикальной плоскости может быть обеспечено лишь устройством под него сплошного или сборного бетонного, а в некоторых случаях даже и железобетонного фундамента, работающего в продольном направлении как ленточный фундамент на сплошном основании. При этом, как указывалось выше, возникает необходимость соответствующего расчета этого фундамента.

Глава III

ВНУТРЕННИЕ УСИЛИЯ В СТЕНКАХ ЖЕСТКИХ ТРУБ

1. Расчет замкнутого тонкостенного кольца, работающего в пределах упругости

Поперечное сечение трубы представляет собой трижды, статически неопределимый замкнутый контур (кольцо), находящийся в равновесии под действием нагрузок и реактивных сил.

Для раскрытия статической неопределимости следует воспользоваться методом сил и перейти к симметричной основной системе, разрезая конструкцию в замке и перенося основные неизвестные, для их разделения в уравнениях перемещений, в упругий центр. В круглой трубе последний совпадает с ее геометрическим центром (рис. 46).

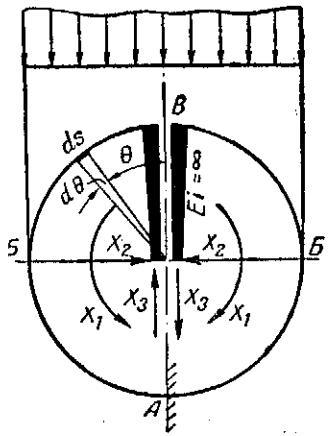


Рис. 46. Основная система круглой трубы

В силу симметрии самой системы и действующих на нее нагрузок относительно вертикальной оси из трех неизвестных сохраняется только два: X_1 и X_2, для определения которых достаточно рассмотреть одну половину трубы, например левую[1].

Трубу условно будем считать опертой в нижнем сечении A и производить ее расчет в отдельности на каждый вид нагрузки и на действие опорных реакций, распределение которых было установлено в предыдущем параграфе. Накладывая друг на друга воздействия нагрузок и опорных реакций,

[1] Проф. А. И. Сегалем [37] предложен оригинальный способ расчета кругового кольца как статически определимой системы. Этот способ заключается в том, что любая нагрузка, действующая на кольцо, раскладывается по длине окружности в тригонометрический ряд по косинусам и синусам. Распределение внутренних сил и деформаций в круглой трубе будет также следовать закону косинуса или синуса.

можно получить искомые внутренние усилия от любых интересующих нас нагрузок при соответствующих им действительных опорных условиях. При этом равнодействующая нагрузки должна быть равна равнодействующей опорных реакций. Вследствие симметрии всей трубы каждую из ее половин можно рассматривать как кривой брус, жестко заделанный нижним концом.

При переносе неизвестных в упругий центр тяжести они определяются формулами:

$$\left.\begin{aligned} X_1 &= -\frac{\Delta_{10}}{\delta_{11}}; \\ X_2 &= -\frac{\Delta_{20}}{\delta_{22}}. \end{aligned}\right\} \qquad \text{(III.1)}$$

Аналитическими исследованиями И. П. Прокофьева, С. П. Тимошенко и других установлено, что даже в том случае, когда толщина кривого бруса (арки) достигает $^1/_8$ пролета, а стрела подъема равна пролету, влияние кривизны на величину перемещений не превышает 3% и может быть оставлено без учета.

Что касается влияния нормальных и поперечных сил на перемещения, то в трубах ими также можно пренебречь, поскольку преобладающую роль при деформации играют изгибающие моменты. Поэтому при определении перемещений можно пользоваться формулой Мора — Максвелла для прямого бруса и учитывать влияние только изгибающих моментов:

$$\Delta_{ik} = \sum \frac{\overline{M}_i M_k \, ds}{E_c I}, \qquad \text{(III.2)}$$

где $\overline{M}_i$ — изгибающий момент от силы $\overline{X}_i = 1$, по направлению которой определяется перемещение;

M_k — изгибающий момент от сил, которые вызывают перемещение, в частном случае от нагрузок или опорных реакций;

ds — элемент длины окружности стенки трубы по средней линии, $ds = r d\theta$;

$E_c I$ — жесткость продольного сечения стенки трубы.

Суммирование распространяется на отдельные участки нагрузки и опорной реакции, действующих на трубу.

Для круглой трубы увеличенные в $E_c I$ раз перемещения основной системы от лишних неизвестных выражаются так:

$$E_c I \delta_{11} = \int \overline{M}_1^2 ds = r \int_0^{\pi} \overline{M}_1^2 d\theta = r \int_0^{\pi} d\theta = \pi r, \qquad \text{(III.3)}$$

$$E_c I \delta_{22} = \int \overline{M}_2^2 ds = r \int_0^{\pi} \overline{M}_2^2 d\theta = r^3 \int_0^{\pi} \cos^2 \theta d\theta = \frac{\pi r^3}{2}. \qquad \text{(III.4)}$$

где $\overline{M}_1 = 1$, $\overline{M}_2 = r \cos \theta$.

Перемещения от нагрузок и опорных реакций должны быть найдены с учетом различного выражения функции моментов для верхней и нижней половин основной системы:

$$E_c I \Delta_{10} = r \int_0^{\pi/2} \overline{M}_1 M_{0_в} \, d\theta + r \int_{\pi/2}^{\pi} \overline{M}_1 M_{0_н} \, d\theta =$$

$$= r \left[\int_0^{\pi/2} M_{0_в} \, d\theta + \int_{\pi/2}^{\pi} M_{0_н} \, d\theta \right]; \qquad \text{(III.5)}$$

$$E_c I \Delta_{20} = -r^2 \left[\int_0^{\pi/2} M_{0_в} \cos \theta d\theta + \int_{\pi/2}^{\pi} M_{0_н} \cos \theta d\theta \right], \qquad \text{(III.6)}$$

где $M_{0_в}$ и $M_{0_н}$ — выражения изгибающих моментов от нагрузки для верхней и нижней половин трубы.

Отсчет полярных углов θ ведется от верхнего конца вертикального диаметра. В зависимости от того, по какому контуру трубы распределены внешние силы — по внешнему или по внутреннему, — в выражения изгибающих моментов $M_{0в}$ и $M_{0н}$ будет входить, кроме среднего радиуса трубы, еще и наружный или внутренний. Если нагрузка симметрична также и относительно горизонтальной оси поперечного сечения трубы, то неизвестное X_2 может быть определено из условия равновесия одной отсеченной половины трубы, и задача сводится к расчету однократно статически неопределимой системы.

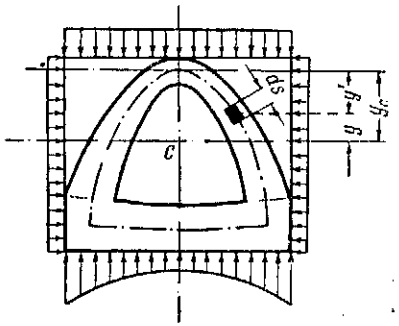


Рис. 47. Расчетная схема трубы некруглого поперечного сечения

Для трубы, поперечное сечение которой отличается от круга, в качестве расчетной схемы следует принимать линию, соединяющую центры тяжести отдельных сечений, как это показано на рис. 47. Конечно, такой прием достаточно условен, но он все же предпочтительнее, чем расчет одного верхнего свода, принятого жестко защемленным в пятах.

Следует считаться еще с тем обстоятельством, что нагрузка от давления засыпки распределена по внешнему контуру, а не по осевой линии. Это может быть учтено тем, что изгибающие моменты от нагрузки определяют по действительному распределению этой нагрузки, не перенося ее, как это часто делается, на осевую линию.

В случае трубы некруглого поперечного сечения координату упругого центра (точка C) следует определять по формуле

$$y_c = \frac{\sum \int_0^s y' \frac{ds}{E_c I}}{\sum \int_0^S \frac{ds}{E_c I}}, \qquad \text{(III.7)}$$

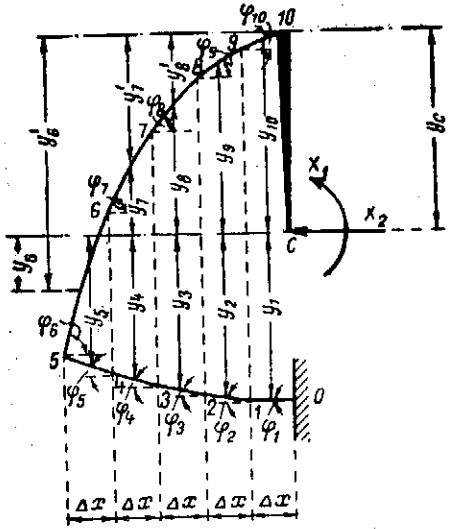


Рис. 48. Основная система трубы некруглого поперечного сечения

где ds — элемент длины дуги оси трубы;

y' — расстояние этого элемента до той оси, по отношению к которой вычисляется координата упругого центра;

s — полная длина осевой линии верхней или нижней частей контура.

Суммирование относится к верхней и нижней частям контура. Перемещения вычисляются по формуле (III.2).

Если очертание контура или закон изменения толщины сечений не позволяют произвести интегрирование, то его приходится заменять суммированием конечного числа слагаемых. Для этого криволинейное очертание контура заменяется многоугольником с числом сторон от 16 до 20 (рис. 48). Горизонтальные проекции каждой стороны такого многоугольника, которые будем обозначать Δx, удобно принимать одинаковыми. Если толщина верхнего или нижнего свода меняется по оси, то расчетная толщина на участке между вершинами многоугольника принимается равной среднему арифметическому значения толщин у концов этого участка.

Формула (III.7) заменяется следующей:

$$y_c = \frac{\sum_1^n \frac{y'_i}{\cos\varphi_i E_c I_i}}{\sum_1^n \frac{1}{\cos\varphi_i E_c I_i}}, \qquad \text{(III.8)}$$

где n — число сторон многоугольника, заменяющего половину контура;

y'_i — расстояние от середины элемента i до выбранной оси;

φ_i — угол наклона элемента i к горизонту;

I_i — расчетный момент инерции элемента;

E_c — модуль упругости материала.

Основные неизвестные определяются по формулам:

$$\left.\begin{aligned} X_1 &= \frac{\sum_1^n \frac{M_0}{E_c I_i \cos\varphi_i}}{\sum_1^n \frac{1}{E_c I_i \cos\varphi_i}}; \\ X_2 &= -\frac{\sum_1^n \frac{M_0 y_i}{E_c I_i \cos\varphi_i}}{\sum_1^n \frac{y_i^2}{E_c I_i \cos\varphi_i}}, \end{aligned}\right\} \qquad \text{(III.9)}$$

где M_0 — изгибающий момент от нагрузки или опорной реакции посредине данного элемента в основной системе; он считается положительным при растяжении внутренних фибр;

y_i — расстояние от горизонтальной оси, проходящей через упругий центр трубы до середины элемента i; это расстояние считается положительным, если середина элемента лежит выше оси, и отрицательным в обратном случае.

Вычисления удобно вести в табличной форме.

После нахождения основных неизвестных изгибающий момент в любом сечении кольца определяется по формуле:

$$M = M_0 + \overline{M}_1 X_1 + \overline{M}_2 X_2, \qquad \text{(III.10)}$$

где $\overline{M}_1$ и $\overline{M}_2$ — изгибающие моменты в данном сечении основной системы от неизвестных X_1 и X_2, равных единице.

Для стенки трубы, как для кривого бруса, имеют место следующие зависимости между изгибающими моментами M,

поперечными силами Q, нормальными силами N и нагрузкой:

$$\left.\begin{aligned} Q &= \frac{dM}{ds}; \\ q &= \frac{N}{r} - \frac{dQ}{ds}; \\ q_1 &= \frac{Q}{r} - \frac{dN}{ds}, \end{aligned}\right\} \qquad \text{(III.11)}$$

где q — нормальная составляющая нагрузки, которая считается положительной, если она направлена к центру трубы;

q_1 — касательная составляющая нагрузки, которая считается положительной, если по отношению к центру трубы она создает момент, направленный по движению часовой стрелки;

r — радиус кривизны элемента ds.

Окончательные формулы для изгибающих моментов и нормальных сил в любом сечении стенки трубы могут быть приведены к следующему виду:

$$\left.\begin{aligned} M &= \overline{M}\,Qr; \\ N &= \overline{N}Q, \end{aligned}\right\} \qquad \text{(III.12)}$$

где Q — равнодействующая той или иной нагрузки;

r — средний радиус трубы;

$\overline{M}$ и $\overline{N}$ — коэффициенты, зависящие от распределения нагрузки и положения взятого сечения.

В табл. 11 приводятся значения коэффициентов $\overline{M}$ и $\overline{N}$ для разных нагрузок, рассмотренных в главе II, при различных условиях опирания[1]. При этом в случае опирания на спрофилированное грунтовое ложе принято $\alpha = 45°$, а в случае опирания на бетонную опору $\alpha = 67°30'$.

Формулы относятся к трем характерным сечениям стенки трубы: к подошве ($\theta = \pi$) — точка A, к шелыге ($\theta = 0$) — точка B, к бокам $\left(\theta = \frac{\pi}{2}\right)$ — точки $Б$.

Изгибающие моменты считаются положительными, если они вызывают растяжение внутренних волокон, а нормальные силы — при сжатии.

Для давления $P_в$, передающегося на трубу от нагрузки, приложенной на поверхности земли, применяются формулы № 3 табл. 11 с заменой величины $G_в$ величиной $P_в$.

[1] Эти коэффициенты с известным приближением применимы и для трубы с плоской подошвой.

Таблица 11

Значения коэффициентов $\overline{M}$ и $\overline{N}$ для разных нагрузок, действующих на круглую трубу при различных условиях опирания

№ п/п	Нагрузки	Коэффициенты	Способ опирания трубы			Множители
			на плоскость	нормальный	на фундамент	
1	Собственный вес трубы G_c	$\overline{M}_A$	0,2390	0,1230	0,0510	$G_c r$
		$\overline{M}_B$	0,0797	0,0707	0,0525	$G_c r$
		$\overline{M}_Б$	—0,0909	—0,0823	—0,0589	$G_c r$
		$\overline{N}_A$	0,0797	0,2060	0,2990	G_c
		$\overline{N}_B$	—0,0797	— 0,0616	—0,0196	G_c
		$\overline{N}_Б$	0,2500	0,2500	0,2500	G_c
2	Давление от веса P_0 жидкости, полностью заполняющей трубу без напора	$\overline{M}_A$	0,239	0,123	0,051	$P_0 r$
		$\overline{M}_B$	0,0797	0,0707	0,0525	$P_0 r$
		$\overline{M}_Б$	—0,0909	—0,0823	—0,0589	$P_0 r$
		$\overline{N}_A$	—0,398	—0,271	—0,179	P_0
		$\overline{N}_B$	—0,239	—0,221	—0,179	P_0
		$\overline{N}_Б$	—0,0686	—0,0686	—0,0686	P_0
3	Вертикальное равномерное давление засыпки $G_в$ в траншеях и насыпях	$\overline{M}_A$	0,294	0,178	0,106	$G_в r$
		$\overline{M}_B$	0,150	0,141	0,123	$G_в r$
		$\overline{M}_Б$	—0,154	—0,145	—0,122	$G_в r$
		$\overline{N}_A$	0,053	0,180	0,272	$G_в$
		$\overline{N}_B$	—0,053	—0,035	0,007	$G_в$
		$\overline{N}_Б$	0,500	0,500	0,500	$G_в$
4	Вес засыпки $G_п$ в „пазухах" верхнего свода трубы	$\overline{M}_A$	0,271	0,155	0,083	$G_п r$
		$\overline{M}_B$	0,085	0,076	0,058	$G_п r$
		$\overline{M}_Б$	—0,126	—0,117	—0,094	$G_п r$
		$\overline{N}_A$	0,102	0,229	0,321	$G_п$
		$\overline{N}_B$	—0,102	—0,084	—0,042	$G_п$
		$\overline{N}_Б$	0,500	0,500	0,500	$G_п$

Боковое (горизонтальное) равномерное давление засыпки в траншеях и насыпях независимо от способа опирания трубы вызывает следующие внутренние силы:

$$\left.\begin{aligned} M_A = M_B = -M_Б = -0{,}125\,G_б\,r; \\ N_A = N_B = 0{,}500G_б;\ N_Б = 0{,}000. \end{aligned}\right\} \qquad \text{(III.13)}$$

Давление засыпки на трубу, уложенную в насыпи, определяемое формулами (II.27)—(II.31), вызывает при опирании на плоскость внутренние силы, выражающиеся следующими общими формулами:

$$\begin{aligned} M &= \gamma r r_1 (mH_0 + \overline{m} r_1); \\ N &= \gamma r_1 (nH_0 + \overline{n} r_1). \end{aligned} \qquad \text{(III.14)}$$

Коэффициенты m, $\overline{m}$, n и $\overline{n}$, являющиеся функциями угла внутреннего трения φ, приводятся в табл. 12.

Таблица 12

Значения коэффициентов m, $\overline{m}$, n и $\overline{n}$

Коэффициенты	Угол внутреннего трения φ засыпки					
	0°	10°	22° 30′	45°	67° 30′	90°
m_A	0,000	0,263	0,427	0,549	0,581	0,587
m_B	0,000	0,103	0,186	0,261	0,291	0,299
$m_Б$	0,000	—0,105	—0,189	—0,269	—0,300	—0,307
$\overline{m}_A$	—0,750	—0,551	—0,479	—0,445	—0,439	—0,439
$\overline{m}_B$	—0,250	—0,260	—0,267	—0,279	—0,288	—0,293
$\overline{m}_Б$	0,285	0,276	0,261	0,251	0,252	0,252
n_A	1,000	0,632	0,384	0,250	0,119	0,106
n_B	1,000	0,644	0,349	0,056	—0,071	—0,106
$n_Б$	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
$\overline{n}_A$	0,250	0,040	—0,072	—0,090	—0,110	—0,094
$\overline{n}_B$	—0,250	—0,141	—0,089	0,021	0,075	0,094
$\overline{n}_Б$	—0,785	—0,785	—0,785	—0,785	—0,785	—0,785

Для трубы, опертой на земляное ложе или на фундамент, этой таблицей следует пользоваться в сочетании с табл. 14, приведенной ниже. При этом равнодействующая опорных реакций находится по формуле (II.31).

От давления грунта на трубу, уложенную непосредственно в грунте способом закрытой проходки, возникают также внутренние силы:

$$\begin{aligned} M_A = M_B = -M_Б = 0{,}125\,(G_в - G_б)\,r; \\ N_A = 0{,}25G_в + 0{,}500G_б;\ N_B = 0{,}500G_б; \\ N_Б = 0{,}500G_в. \end{aligned} \qquad \text{(III.15)}$$

От неравномерного нагревания стенки трубы возникают только изгибающие моменты:

$$M_A = M_B = M_Б = -\frac{\alpha E_c h^2 (t_0 - t_1)}{12}, \qquad \text{(III.16)}$$

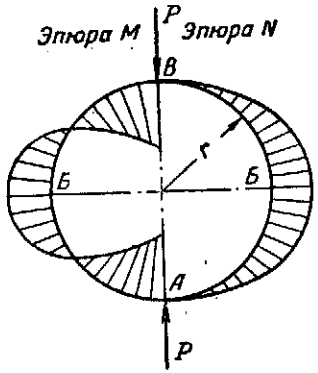


Рис. 49. Эпюры M и N в круглой трубе при действии двух сосредоточенных сил

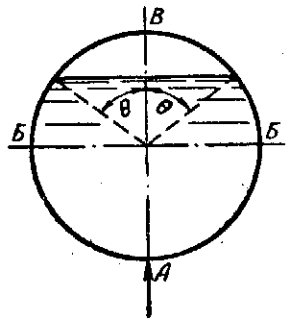


Рис. 50. Круглая труба, частично наполненная жидкостью

где h — толщина стенки трубы;
E_c — модуль упругости материала стенки трубы;
α — коэффициент линейного расширения материала;
t_0 — температура у внутренней поверхности стенки;
t_1 — температура у наружной поверхности.

От двух сосредоточенных сил P, действующих по вертикальному диаметру (рис. 49) при механических испытаниях, возникают такие внутренние силы:

$$\left.\begin{aligned} M_A = M_B = 0{,}318\,Pr;\ \ M_Б = -0{,}182\,Pr; \\ N_A = N_B = 0{,}000;\ \ N_Б = 0{,}500P. \end{aligned}\right\} \qquad \text{(III.17)}$$

Внутреннее равномерное давление жидкости или газа, равное напору p_0 в верхней точке поперечного сечения трубы, вызывает только нормальные силы:

$$N_A = N_B = N_Б = -p_0 r_0, \qquad \text{(III.18)}$$

где r_0 — внутренний радиус трубы.

В случае внешнего давления воды на трубу в формулы № 2 табл. 11 и в формулу (III.18) вместо r_0 вводится внешний радиус поперечного сечения r_1, а знаки меняются на обратные.

При частичном наполнении жидкостью трубы, опертой на плоскость, внутренние силы определяются по формулам:

$$M = \overline{M}\,\gamma_0 r r_0^2; \qquad \text{(III.19)}$$

$$N = \overline{N}\,\gamma_0 r_0^2. \qquad \text{(III.20)}$$

Коэффициенты $\overline{M}$ и $\overline{N}$ находятся по табл. 13 в зависимости от наполнения трубы, определяемого углом θ (рис. 50).

Таблица 13

Значения коэффициентов $\overline{M}$ и $\overline{N}$ для разных степеней наполнения трубы жидкостью

$\theta°$	$\overline{M}_A$	$\overline{M}_B$	$\overline{M}_Б$	$\overline{N}_A$	$\overline{N}_B$	$\overline{N}_Б$
180	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
165	~0,000	~0,000	~0,000	~0,000	~0,000	~0,000
150	0,008	0,000	0,000	—0,008	—0,001	0,000
135	0,034	0,003	—0,003	—0,004	—0,006	0,000
120	0,092	0,011	—0,011	—0,103	—0,022	0,000
115	0,185	0,027	—0,031	—0,216	—0,058	0,000
90	0,307	0,057	—0,068	—0,375	—0,125	0,000
75	0,440	0,098	—0,124	—0,567	—0,225	—0,030
60	0,565	0,147	—0,185	—0,772	—0,353	—0,042
45	0,662	0,194	—0,236	—0,963	—0,494	—0,064
30	0,722	0,229	—0,269	—1,117	—0,624	—0,126
15	0,746	0,247	—0,283	—1,216	—0,716	—0,186
0	0,750	0,250	—0,285	—1,250	—0,750	—0,215

Для трубы, опертой на земляное ложе или на фундамент, табл. 13 следует пользоваться в сочетании с табл. 14, приведенной ниже.

Для других значений угла охвата круглой трубы опорой расчетные изгибающие моменты и нормальные силы от каждой нагрузки могут быть подсчитаны по принципу независимости действия сил. Для этого нужно алгебраически сложить изгибающие моменты и нормальные силы, возникающие в трубе, опертой в нижней точке на плоскость, от нагрузок с изгибающими моментами и нормальными силами в этой же трубе от распределенных опорных реакций. При этом равнодействующая нагрузки должна быть равна равнодействующей опорных реакций. Изгибающие моменты и нормальные силы от опорных реакций, распределенных по уравнениям (II.101) и (II.103), находятся по формулам (III.12). По этим же формулам можно

также найти изгибающие моменты и нормальные силы от опорных реакций в виде двух сосредоточенных вертикальных сил, что имеет место при укладке трубы на две рандбалки, положение которых определяется центральным углом 2α.

Коэффициенты $\overline{M}$ и $\overline{N}$ приводятся в табл. 14 для разных значений половины центрального угла опорной дуги.

Таблица 14

Значения коэффициентов $\overline{M}$ и $\overline{N}$ для разных условий опирания трубы

Способ опирания трубы	Коэффициенты	Значение $\overline{M}$ и $\overline{N}$ при половине угла опорной дуги α					
		0°	10°	22° 30′	45°	67° 30′	90°
Нормальный	$\overline{M}_A$	0,000	—0,0280	—0,0660	—0,116	—0,150	—0,169
	$\overline{M}_B$	0,000	—0,0005	—0,0050	—0,009	—0,017	—0,023
	$\overline{M}_Б$	0,000	0,0005	0,0030	0,009	0,019	0,028
	$\overline{N}_A$	0,000	0,0290	0,0680	0,127	0,169	0,197
	$\overline{N}_B$	0,000	0,0005	0,0021	0,018	0,037	0,053
	$\overline{N}_Б$	0,000	0,0000	0,0000	0,000	0,000	0,000
На фундамент	$\overline{M}_A$	0,000	—0,0500	—0,0990	—0,160	—0,188	—0,195
	$\overline{M}_B$	0,000	0,0100	0,0140	—0,003	—0,027	—0,036
	$\overline{M}_Б$	0,000	0,0010	0,0036	0,016	0,032	0,043
	$\overline{N}_A$	0,000	0,0560	0,1030	0,176	0,219	0,239
	$\overline{N}_B$	0,000	—0,0092	—0,0081	0,018	0,060	0,079
	$\overline{N}_Б$	0,000	0,0000	0,0000	0,000	0,000	0,000
На две рандбалки, параллельные оси трубы	$\overline{M}_A$	0,000	—0,075	—0,150	—0,232	—0,250	—0,250
	$\overline{M}_B$	0,000	—0,003	—0,010	—0,038	—0,061	—0,069
	$\overline{M}_Б$	0,000	0,003	0,011	0,042	—0,075	0,091
	$\overline{N}_A$	0,000	0,007	0,024	0,080	0,133	0,159
	$\overline{N}_B$	0,000	—0,007	—0,024	—0,080	—0,133	—0,159
	$\overline{N}_Б$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Формулами (III.12) можно пользоваться и для овоидальной (яйцевидной) трубы с плоским основанием (рис. 51) шириной B_1=1,2 r или B_1=2 r в предположении, что реакция грунта рас-

пределена равномерно. Соответствующие коэффициенты приведены в табл. 15.

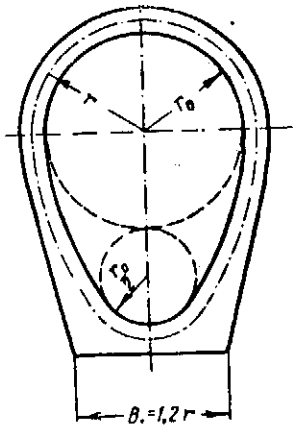


Рис. 51. Труба овоидального поперечного сечения

Для давления нагрузки, приложенной на поверхности земли, в формулы № 3 табл. 15 вместо $G_в$ входит $P_в$.

Собственный вес трубы приводится условно к равномерной вертикальной нагрузке.

Для других поперечных сечений некруглых труб, состоящих из верхнего параболического, эллиптического или кругового свода и нижней части в виде обратного свода, плиты или рамы, следует пользоваться таблицами А. М. Новикова [30], дающими готовое решение для самых разнообразных случаев нагрузки и для различных отношений стрелы подъема свода к его пролету. Ввиду обширности этих таблиц (340 стр.) привести их в данной книге, даже в выдержках, не представляется возможным.

Таблица 15

Значения коэффициентов $\overline{M}$ и $\overline{N}$ для разных нагрузок, действующих на овоидальную трубу при различных условиях опирания

№ п/п	Нагрузки	Коэффициенты	Ширина основания трубы $B_1=1{,}2\,r$	Ширина основания трубы $B_1=2\,r$	Множители
1	Давление жидкости, полностью заполняющей трубу без напора $P_0=4{,}594\,\gamma_0 r_0^2$	$\overline{M}_A$	0,280	0,238	$P_0 r$
		$\overline{M}_B$	0,155	0,139	$P_0 r$
		$\overline{M}_Б$	—0,104	—0,095	$P_0 r$
		$\overline{N}_A$	—0,677	—0,700	P_0
		$\overline{N}_B$	—0,303	—0,280	P_0
		$\overline{N}_Б$	—0,047	—0,047	P_0
2	Внутреннее равномерное давление, равное напору p_0 в верхней точке поперечного сечения трубы	$\overline{M}_A$	0,460	0,460	$p_0 r_0 r$
		$\overline{M}_B$	0,254	0,254	$p_0 r_0 r$
		$M_Б$	—0,178	—0,178	$p_0 r_0 r$
		$\overline{N}_A$	—1,569	—1,569	$p_0 r_0$
		$\overline{N}_B$	—1,431	—1,431	$p_0 r_0$
		$\overline{N}_Б$	—1,000	—1,000	$p_0 r_0$

Продолжение табл. 15

№ п/п	Нагрузки	Коэффициенты	Ширина основания трубы $B_1=1{,}2\,r$	Ширина основания трубы $B_1=2\,r$	Множители
3	Вертикальное равномерное давление засыпки $G_в$ в траншеях и насыпях	$\overline{M}_A$	0,151	0,109	$G_в r$
		$\overline{M}_B$	0,170	0,154	$G_в r$
		$\overline{M}_Б$	—0,120	—0,111	$G_в r$
		$\overline{N}_A$	0,040	0,015	$G_в$
		$\overline{N}_B$	—0,040	—0,015	$G_в$
		$\overline{N}_Б$	0,500	0,500	$G_в$
4	Горизонтальное (боковое) давление засыпки $G_б$ в траншеях и насыпях, распределенное равномерно по высоте	$\overline{M}_A$	—0,142	—0,142	$G_б r$
		$\overline{M}_B$	—0,103	—0,103	$G_б r$
		$\overline{M}_Б$	0,217	0,217	$G_б r$
		$\overline{N}_A$	0,513	0,513	$G_б$
		$\overline{N}_B$	0,487	0,487	$G_б$
		$\overline{N}_Б$	0,000	0,000	$G_б$
5	Горизонтальное (боковое) давление засыпки $G'_б$ в траншеях и насыпях, распределенное по треугольнику с наибольшей ординатой у подошвы трубы	$\overline{M}_A$	—0,235	—0,235	$G'_б r$
		$\overline{M}_B$	—0,125	—0,125	$G'_б r$
		$\overline{M}_Б$	—0,125	0,125	$G'_б r$
		$\overline{N}_A$	0,707	0,707	$G'_б$
		$\overline{N}_B$	0,293	0,293	$G'_б$
		$\overline{N}_Б$	0,000	0,000	$G'_б$
6	Две сосредоточенные силы P, действующие по вертикальному диаметру при механических испытаниях	$\overline{M}_A$	0,298	0,298	Pr
		$\overline{M}_B$	0,364	0,364	Pr
		$\overline{M}_Б$	—0,159	—0,159	Pr
		$\overline{N}_A$	0,022	0,022	P
		$\overline{N}_B$	—0,022	—0,022	P
		$\overline{N}_Б$	0,500	0,500	P

Следует отметить, что таблицы А. М. Новикова явились крупным вкладом в справочно-техническую литературу.

Пример 8. Найти расчетные изгибающие моменты и нормальные силы в характерных сечениях круглой железобетонной трубы с внутренним диаметром $D_0 = 600$ *мм* и с толщиной стенки $h = 6$ *см* при работе в упругой стадии. Труба уложена в траншее на спрофилированное грунтовое основание ($\alpha = 45°$).

Расчетное давление засыпки (см. пример 1) $G_в = 6{,}75$ *т*. Расчетное давление нагрузки, приложенной на поверхности земли (см. пример 4) $P_в = 0{,}34$ *т*. Расчетный вес трубы $G_с = 2n\gamma_с \pi r h = 0{,}328$ *т*. Расчетный вес воды в трубе $P_0 = n\,\gamma_0 \pi r_в = 310$ *т*. Боковое давление засыпки не учитывается.

Средний радиус трубы $r = 33$ *см*.

Изгибающие моменты и нормальные силы определяются по формулам, приведенным в табл. 11 для нормального способа опирания.

$$M_A = 0{,}123 G_с r + 0{,}123 P_0 r + 0{,}178 G_в r + 0{,}178 P_в r = r\left[0{,}123\left(G_с + P_0\right) + 0{,}178\left(G_в + P_в\right)\right] = 0{,}33\,[0{,}123\,(0{,}328 + 0{,}31) + 0{,}178 \times (6{,}75 + 0{,}34)] = 0{,}33\,(0{,}078 + 1{,}26) = 0{,}442\ тм;$$

$$M_B = 0{,}33\,(0{,}0707 \cdot 0{,}638 + 0{,}141 \cdot 7{,}09) = 0{,}346\ тм;$$

$$M_Б = -0{,}33\,(0{,}0823 \cdot 0{,}638 + 0{,}145 \cdot 7{,}09) = -0{,}356\ тм;$$

$$N_A = 0{,}206 G_с - 0{,}271 P_0 + 0{,}18 G_в + 0{,}18 P_в = 0{,}206 \times 0{,}328 - 0{,}271 \cdot 0{,}31 + 0{,}18 \cdot 7{,}09 = 1{,}256\ т;$$

$$N_B = -0{,}0616 \cdot 0{,}328 - 0{,}221 \cdot 0{,}31 - 0{,}035 \cdot 7{,}09 = -0{,}337\ т;$$

$$N_Б = 0{,}25 \cdot 0{,}328 - 0{,}0686 \cdot 0{,}31 + 0{,}50 \cdot 7{,}09 = 3{,}606\ т.$$

Наибольший по абсолютной величине изгибающий момент действует в сечении A (у лотка трубы), вследствие чего это сечение находится в наиболее тяжелых условиях работы и расчетными являются: $M_A = 0{,}442$ *тм* и $N_A = 1{,}256$ *т*.

Пример 9. Составить расчетные формулы для изгибающих моментов и нормальных сил от равномерно-распределенной нагрузки при опирании трубы на спрофилированное земляное основание с углом охвата $2\alpha = 45°$ и при работе трубы в упругой стадии.

Складываем алгебраически коэффициенты $\overline{M}$ и $\overline{N}$ от равномерно-распределенной нагрузки (табл. 11) с коэффициентами от реакций, соответствующих $\alpha = 22°30'$ (табл. 14):

$$M_A = (0{,}294 - 0{,}066)\, G_в\, r = 0{,}228\, G_в\, r;$$

$$M_B = (0{,}150 - 0{,}005)\, G_в\, r = 0{,}145\, G_в\, r;$$

$$M_Б = (-0{,}154 + 0{,}003)\, G_в\, r = -0{,}151\, G_в\, r;$$

$$N_A = (0{,}053 + 0{,}068)\, G_в = 0{,}121 G_в;$$

$$N_B = (-0{,}053 + 0{,}0021)\, G_в = -0{,}0509\, G_в;$$

$$N_Б = (0{,}500 + 0{,}000)\, G_в = 0{,}500 G_в.$$

Расчетным по-прежнему является момент M_A, который получился меньше, чем при опирании на плоскость, но больше, чем при $\alpha = 45°$.

При опирании круглой трубы на фундамент изгибающие моменты от вертикальных нагрузок будут иметь меньшие значения, чем при опирании на грунт.

Максимальный по абсолютной величине изгибающий момент от вертикальной равномерной нагрузки (давление грунта и временная нагрузка) и в том и в другом случае может быть выражен формулой:

$$M_{макс} = \overline{M}_{макс}\, Q_в\, r, \qquad (III.21)$$

где $Q_в$ — полная вертикальная нагрузка на трубу;

$\overline{M}_{макс}$ — коэффициент, зависящий от опорных условий (табл. 16).

Таблица 16

Значения коэффициентов $\overline{M}_{макс}$

Способ опирания трубы	Половина центрального угла опорной дуги α					
	0°	10°	20° 30′	45°	67° 30′	90°
Нормальный . .	0,294	0,266	0,228	0,178	0,144	0,127
На фундамент .	0,294	0,239	0,195	0,147	0,123	0,114

Так как несущая способность трубы в упругой стадии определяется в основном величиной действующих в ее стенке наибольших изгибающих моментов, можно сделать заключение, что способ опирания трубы на основание имеет большое значение. Одна и та же труба при прочих равных условиях выдержит тем большую нагрузку, чем больше центральный угол опорной дуги. Жесткий материал (например, бетон или плотный глинистый грунт) более благоприятен в качестве основания под трубу при одинаковых значениях угла α, чем слабый материал (например, рыхлый песок или глинистый грунт в текучем состоянии). Особенно большой величины изгибающие моменты достигают при опирании трубы на плоское дно траншеи. В этом случае они в 1,65 раза больше, чем при опирании на спрофилированное ложе из несвязного грунта с углом охвата $2\alpha = 90°$.

Поэтому опирание трубы на плоское дно траншеи является весьма нежелательным. Естественно, что устройство в дне траншеи углубления в виде лотка или корыта несколько осложняет производственный процесс, но это усложнение с избытком окупается той экономией, которую можно получить в толщине стенок труб или в арматуре. В конструкциях режущих частей канавокопателей следует предусматривать устройство специального съемного фреза, который одновременно с устройством траншеи выбирал бы в ее дне лоток определенных размеров.

Сравнение коэффициентов $\overline{M}_{макс}$, приведенных в табл. 16, показывает, что устройство подушки даже с углом охвата $2\alpha = 180°$ приводит к уменьшению изгибающих моментов по сравнению с нормальным опиранием трубы на земляную постель всего в 1,56 раза.

Считая в первом приближении, что стоимость трубы пропорциональна толщине ее стенки, которая в свою очередь пропорциональна $\sqrt{M}_{макс}$, найдем, что максимальное возможное уменьшение стоимости самой трубы от устройства под нее фундамента равно 25%. Стоимость его будет во всяком случае не меньше, поэтому необходимость его устройства определяется лишь техническими соображениями, а не экономическими. Последние всегда говорят в пользу укладки труб на земляную постель с возможно большим углом охвата.

2. Расчет замкнутого кольца с учетом пластических свойств материалов

При механических испытаниях круглых, стальных и железобетонных труб И. И. Черкасовым [45] на многочисленных опытах было установлено, что действительная разрушающая нагрузка всегда оказывается значительно выше расчетной, найденной из рассмотрения трубы как упругой системы. Этот факт, имеющий большое практическое значение в смысле возможности использования скрытых резервов прочности труб, укладываемых в земле, следует отнести в основном за счет недостатков общепринятого метода расчета труб, исходящего только из упругой стадии их работы.

Поэтому при расчете стальных и железобетонных труб по первому предельному состоянию целесообразно пользоваться методом предельного равновесия, т. е. вести расчет с учетом и использованием свойств пластичности материалов. Соответствующая методика была в 1949 г. разработана и применена И. И. Черкасовым и автором к расчету ответственных дренажных трубопроводов ряда крупных объектов; она вполне оправдала себя фактом многолетней бесперебойной эксплуатации этих сооружений и достигнутой при этом экономией в размере около 25%[1].

При расчете сооружений по методу предельного равновесия вместо действительной диаграммы работы материала принимается упрощенная (рис. 51). По этой диаграмме линейная

[1] Применение этого метода к расчету железобетонных безнапорных трубопроводов по первому предельному состоянию было признано целесообразным в решении, принятом по докладу автора совещанием по вопросам углубления расчетов сооружений по предельным состояниям, проведенным в 1953 г. Комиссией по проблемам строительства и строительным материалам при ОТН АН СССР.

зависимость между напряжениями σ и деформациями ε имеет место лишь до предела текучести $\sigma_т$ (который заменяется расчетным сопротивлением материала R), после чего наступает неограниченный рост деформаций при постоянном напряжении.

Строго говоря, диаграммой, имеющей бесконечную площадку текучести, можно пользоваться только в том случае, когда у действительного материала площадка текучести при работе сооружения не используется до конца. Практически же условной диаграммой пользуются как для пластичной стали, так и для железобетона с арматурой из мягкой стали. Поэтому данный способ расчета применим только для расчета стальных и железобетонных труб.

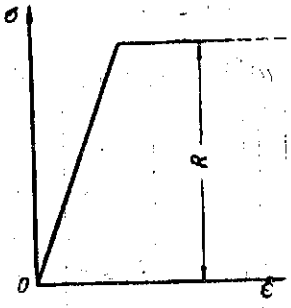


Рис. 52. Упрощенная диаграмма работы упруго-пластического материала

Для труб из хрупких материалов (например, бетонных, кирпичных, керамических, чугунных и асбестоцементных) расчет с учетом пластических деформаций оказывается невозможным, и теория предельного равновесия в этих случаях приводит к тем же результатам, что и расчет по упругой стадии.

Определение разрушающей нагрузки для трубы из упругопластического материала может быть сделано кинематическим методом, т. е. исходя из условий предельного равновесия механизма, в который труба обращается при разрушении. При этом отпадает необходимость составления и решения уравнений, связанных со статической неопределимостью.

Для обращения поперечного сечения симметрично нагруженной трубы в однократно-изменяемую систему необходимо и достаточно, чтобы появилось четыре пластических шарнира. Поскольку поперечное сечение трубы испытывает симметричную деформацию относительно вертикального диаметра и наибольшие по абсолютной величине изгибающие моменты от вертикальных нагрузок, как правило, возникают в сечениях на концах вертикального диаметра, то два из четырех пластических шарниров образуются именно здесь.

Два других пластических шарнира должны быть расположены симметрично относительно вертикального диаметра, но в точности их положение известно лишь в том случае, когда нагрузка симметрична также и относительно горизонтального диаметра. Если же нагрузка симметрична только относительно вертикального диаметра, то можно лишь предположить, что пластические шарниры все же будут более или менее близки к сечениям *Б*.

Расчет труб с учетом пластических свойств материалов уже был рассмотрен в ряде журнальных статей [24], [26], [41], [45].

Здесь рекомендуется более простой и общий способ, состоящий в «выравнивании» эпюры моментов, подобно тому как это делается для неразрезных балок.

При этом влияние нормальных сил, являющееся в трубах второстепенным по сравнению с влиянием изгибающих моментов, пока не учитывается. Это сделано в главе V, так как учет нормальной силы связан с рассмотрением работы сечения стенки трубы из конкретного материала.

Пусть требуется построить выравненную эпюру моментов в симметричном кольце произвольного очертания при действии нагрузки, симметричной относительно вертикальной оси (рис. 53,*а*).

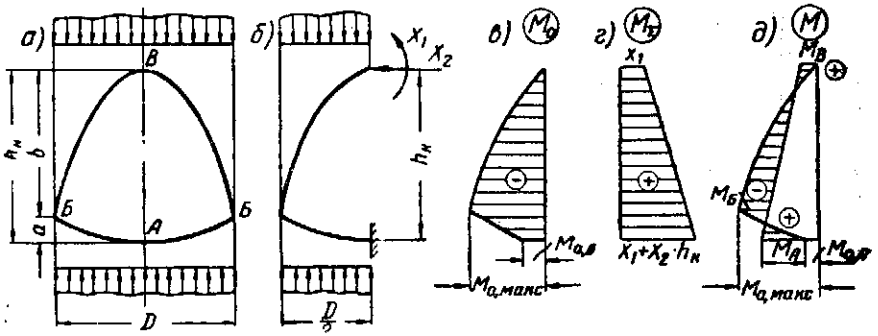


Рис. 53. Выравнивание эпюры моментов в поперечном сечении трубы

Выбираем основную систему и строим эпюру моментов M_0 от заданной нагрузки (рис. 53,*в*) и эпюру моментов M_Σ от неизвестных сил X_1 и X_2 (рис. 53,*г*). Суммарная эпюра $M_\Sigma = M_1 + M_2$ имеет вид трапеции, ординаты которой не известны.

Для получения окончательной эпюры моментов в кольце (рис. 53,*д*) нужно сложить эпюры M_0 и M_Σ, имеющие разные знаки.

При этом следует исходить из условия, чтобы три наибольших по абсолютной величине изгибающих момента, возникающие в трех сечениях кольца, исчерпывали несущую способность этих сечений на изгиб, т. е. были равны предельным моментам для этих сечений.

Пусть, например, несущие способности сечений стенки трубы в точках *А*, *Б* и *В* относятся друг к другу так: $M_A : M_Б : M_B = 3 : 2 : 1$. Тогда мы должны разделить эпюру моментов от заданной нагрузки в основной системе (эпюру M_0) замыкающей прямой так, чтобы между изгибающими моментами в этих сечениях имело место такое же отношение. Эта операция, выполненная на рис. 53,*д*, всегда может быть сделана однозначно. При этом определяется и положение боковых пластических шарниров, которые, как правило, находятся там, где поперечное сечение трубы имеет наибольшую ширину.

Если несущие способности сечений *А* и *В* одинаковы, то из геометрических соотношений (рис. 53,*д*) можно получить равенство:

$$-M_A + M_Б = M_{0_{макс}} - M_{0,A}\frac{b}{a+b}. \quad \text{(III.22)}$$

Если же несущие способности всех трех сечений одинаковы, то все три момента должны быть равны между собой по абсолютной величине. При этом с учетом их знаков получается формула:

$$M_A = M_B = -M_Б = -\frac{M_{0_{макс}} - M_{0,A}\frac{b}{a+b}}{}.$$

Как известно, при расчете статически неопределимых систем в упругой стадии мы также складываем эпюры M_0, M_1 и M_2. Однако в этом случае выбор масштаба последних двух эпюр подчиняется уже другому принципу, а именно: приведенные, т. е. деленные на жесткость, положительные и отрицательные интегралы эпюры моментов должны быть равны между собой по абсолютной величине.

Предположим, что для удовлетворения этого последнего условия эпюра M_0 должна быть разделена пунктирной прямой (рис. 54).

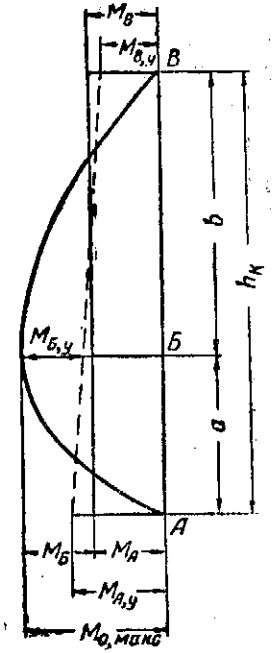


Рис. 54. Связь между выравненными изгибающими моментами и изгибающими моментами в упругой стадии работы трубы

Нетрудно видеть, что имеет место следующее соотношение:

$$M_A = M_B = -M_Б = \frac{1}{2h_к}\left(M_{A,у}\,b + M_{B,у}\,a - M_{Б,у}h_к\right), \quad \text{(III.23)}$$

где $M_{A,у}, M_{B,у}, M_{Б,у}$ — изгибающие моменты, возникающие в упругой стадии работы конструкции.

Если сечение *Б* находится посредине высоты конструкции, то формулу (III.23) можно упростить следующим образом:

$$M_A = M_B = -M_Б = \frac{1}{4}\left(M_{A,у} + M_{B,у} - 2M_{Б,у}\right). \quad \text{(III,24)}$$

Эта формула дает практически достаточно точные результаты и в том случае, когда сечение *Б* несколько отклоняется от середины $h_к$.

Таким образом, если несущие способности сечений A, $Б$ и B одинаковы, то расчетные выравненные изгибающие моменты при учете пластических деформаций могут быть приняты равными среднему арифметическому абсолютных значений изгибающих моментов в этих сечениях при работе кольца в стадии упругости.

Предлагаемый прием может быть применен также к расчету на действие симметричных нагрузок бесшарнирных сводов, которые могут рассматриваться в качестве частного случая кольца, у которого нижняя часть является бесконечно жесткой и бесконечно прочной.

Методом выравнивания эпюры моментов может быть решена и обратная задача — определение несущей способности трубы, т. е. величина предельной нагрузки на трубу, если известны несущие способности отдельных сечений стенки трубы на изгиб. Для этого выравненные моменты нужно принять равными предельным и из соотношения между ординатами выравненной эпюры моментов, построенной в неопределенном масштабе, и нагрузкой найти предельное значение последней.

Пример 10. Определить выравненные изгибающие моменты в овоидальной трубе (см. рис. 51) при действии равномерной вертикальной нагрузки интенсивностью q, если несущие способности сечений A, B и $Б$ одинаковы.

Для применения формулы (III.22) найдем наибольшую ординату и нижнюю ординату эпюры M_0 в основной системе:

$$M_{0_{\text{макс}}} = -\frac{qr^2}{2}; \quad M_{0,A} = 0{,}2qr^2,$$

где r — средний радиус верхней части трубы,

$$M_A = M_B - M_Б = \frac{-M_{0_{\text{макс}}} + M_{0,A}\dfrac{b}{a+b}}{2} = \frac{qr^2}{4} + 0{,}03qr^2 = 0{,}28qr^2,$$

При расчете же в упругой стадии $M_{\text{макс}} = M_B = 0{,}34qr^2$.

Пример 11. Определить выравненные изгибающие моменты в круглой трубе при действии двух сосредоточенных сил (см. рис. 49), если несущие способности сечений одинаковы и если известны изгибающие моменты в упругой стадии [см. формулы (III.17)].

По формуле (III.24) находим выравненные изгибающие моменты:

$$M_A = M_B = -M_Б = \frac{Pr}{4}(0{,}318 + 0{,}318 + 2 \cdot 0{,}182) = 0{,}25Pr.$$

Таким образом, расчет труб с использованием свойств пластичности материалов приводит к большому экономическому эффекту.

На основании соотношения (III.24) и формул предыдущего параграфа для изгибающих моментов от различных нагрузок на трубу при работе ее в пределах упругости составлена табл. 17, в которой приведены формулы для выравненных моментов в круглой трубе.

Таблица 17

Формулы для выравненных моментов в круглой трубе от различных нагрузок

Нагрузка	Способ опирания трубы			Множители
	на плоскость	нормальный	на фундамент	
Собственный вес трубы	0,1250	0,0896	0,0553	$G_c\ r$
Давление жидкости, заполняющей трубу . .	0,1250	0,0896	0,0553	$P_0\ r$
Вертикальное равномерное давление . .	0,1875	0,1520	0,1182	$G_в\ r$
Вес засыпки в пазухах верхнего свода . .	0,1520	0,1162	0,0822	$G_п\ r$
Горизонтальное равномерное давление . .	—0,1250	—0,1250	—0,1250	$G_б\ r$
Сосредоточенная сила, приложенная к верхней образующей . . .	0,2500	0,2140	0,1800	Pr

При одновременном действии на трубу нескольких нагрузок можно воспользоваться принципом сложения действия сил, который применим не только в упругой стадии работы трубы, но и в пластической. В последнем случае этот принцип не распространяется, однако, на деформации, и, кроме того, необходимо, чтобы форма разрушения сооружения была одной и той же для всех рассматриваемых нагрузок. Для труб, уложенных в земле, это условие может считаться выполненным с достаточной точностью, так как верхний и нижний пластический шарниры не меняют своего положения. Положение же боковых пластических шарниров для различных нагрузок и опорных реакций меняется очень незначительно.

3. Приведение расчетных нагрузок к двум сосредоточенным силам

Для возможности сопоставления нагрузок, действующих на трубу, уложенную в земле, с ее несущей способностью, установленной при механических испытаниях на прессе, а также для облегчения расчетов можно привести все нагрузки к одной эквивалентной. При этом удобнее всего приводить все нагрузки к двум сосредоточенным диаметрально противоположным силам, т. е. к тому виду загружения, которому подвергается труба при механических испытаниях на прессе. Будем называть эквивалентными такие нагрузки, которые соответствуют одинаковым несущим способностям трубы.

Если принять, что несущая способность трубы определяется величиной наибольшего изгибающего момента в ее стенке, то можно считать эквивалентными такие нагрузки, которые вызывают одинаковые по величине максимальные изгибающие моменты. При этом можно исходить как из упругой стадии работы трубы, так и их стадии предельного равновесия.

В первом случае, т. е. в стадии упругости, условие эквивалентности нагрузок должно быть записано так:

$$\overline{M}_{\text{макс}} Qr = 0{,}318 P_{\text{экв}} r;$$

отсюда

$$P_{\text{экв}} = \frac{\overline{M}_{\text{макс}} Q}{0{,}318} = \pi\, \overline{M}_{\text{макс}} Q = \beta_y Q, \qquad \text{(III.25)}$$

где $P_{\text{экв}}$ — расчетная эквивалентная нагрузка в виде двух сосредоточенных сил;

Q — расчетная нагрузка на трубу от собственного веса, давления жидкости, давления грунта или от нагрузки, действующей на поверхности;

$\overline{M}_{\text{макс}}$ — числовой коэффициент в формуле для наибольшего по абсолютной величине изгибающего момента, отвечающий той или иной нагрузке Q и тому или иному способу опирания трубы;

β_y — коэффициент приведения нагрузки в упругой стадии работы трубы, являющийся величиной, обратной марстоновскому «коэффициенту нагрузки» ψ, полученному эмпирическим путем для разных случаев укладки трубы. При этом:

$$\beta_y = \frac{1}{\psi} = \pi\, \overline{M}_{\text{макс}}. \qquad \text{(III.26)}$$

Во втором случае, т. е. в стадии предельного равновесия, условие эквивалентности нагрузок будет таким:

$$\overline{M}_{\text{макс}} Qr = 0{,}250\, P_{\text{экв}} r;$$

отсюда

$$P_{\text{экв}} = \frac{\overline{M}_{\text{пр}} Q}{0{,}25} = \beta_{\text{пр}} Q, \qquad \text{(III.27)}$$

где $\overline{M}_{\text{пр}}$ — числовой коэффициент в формуле для выравненного момента от той или иной нагрузки при том или ином способе опирания (из табл. 17);

$\beta_{\text{пр}}$ — коэффициент приведения нагрузки в стадии предельного равновесия:

$$\beta_{\text{пр}} = 4\overline{M}_{\text{пр}}. \qquad \text{(III.28)}$$

В табл. 18 приведены значения коэффициентов приведения нагрузок в упругой и пластической стадии работы трубы для разных случаев укладки. В скобках указаны соответствующие величины коэффициентов ψ.

Таблица 18

Коэффициенты приведения нагрузок

Нагрузка	Опирание на плоскость		Нормальный способ опирания		Опирание на фундамент	
	β_y (ψ_y)	$\beta_{\text{пр}}$ ($\psi_{\text{пр}}$)	β_y (ψ_y)	$\beta_{\text{пр}}$ ($\psi_{\text{пр}}$)	β_y (ψ_y)	$\beta_{\text{пр}}$ ($\psi_{\text{пр}}$)
Собственный вес трубы	0,750 (1,33)	0,500 (2,00)	0,386 (2,59)	0,358 (2,79)	0,185 (5,41)	0,221 (4,52)
Давление жидкости, заполняющей трубу	0,750 (1,33)	0,500 (2,00)	0,386 (2,59)	0,358 (2,79)	0,185 (5,41)	0,221 (4,52)
Вертикальное равномерное давление	0,923 (1,08)	0,750 (1,33)	0,559 (1,79)	0,608 (1,65)	0,386 (2,59)	0,473 (2,11)
Вес засыпки в пазухах верхнего свода	0,852 (1,17)	0,608 (1,65)	0,487 (2,05)	0,465 (2,15)	0,295 (3,39)	0,329 (3,04)
Горизонтальное равномерное давление	—0,393 (—2,54)	—0,500 (—2,00)	—0,393 (—2,54)	—0,500 (—2,00)	—0,393 (—2,54)	—0,500 (—2,00)
Сосредоточенная сила, приложенная в ключе	1,000 (1,00)	1,000 (1,00)	0,972 (1,03)	0,856 (1,17)	0,915 (1,09)	0,720 (1,39)

Полученные теоретическим путем коэффициенты приведения нагрузок достаточно хорошо сходятся с полученными Марстоном экспериментальными средними данными для нагрузки от засыпки:

при опирании на плоскость $\psi = 1{,}16$,
» » » спрофилированное ложе $\psi = 1{,}67$,
» » » бетонную опору $\psi = 2{,}50$.

Небольшая разница между теоретическими и средними экспериментальными данными объясняется тем, что последние отражают не только действие вертикальной нагрузки от засыпки, но также и действие бокового давления этой засыпки — как активного, так и реактивного. Кроме того, повидимому, имеет место некоторое несовпадение углов охвата трубы опорой при аналитическом расчете и во время опытов. Наконец, в аналитическом определении β не учтены нормальные силы. На рис. 55 и 56 приведены рекомендуемые У-96-50 [40] графики коэффициентов приведения нагрузок от засыпки для случая укладки трубы в траншее и в

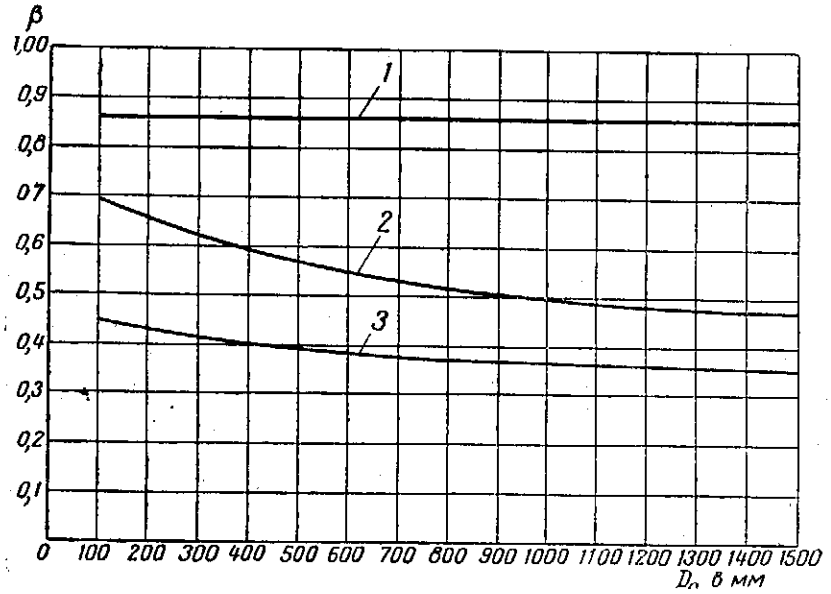


Рис. 55. Коэффициенты приведения нагрузок от засыпки для трубы в траншее

1—опирание на плоскость; *2*—нормальный способ опирания; *3*—опирание на фундамент

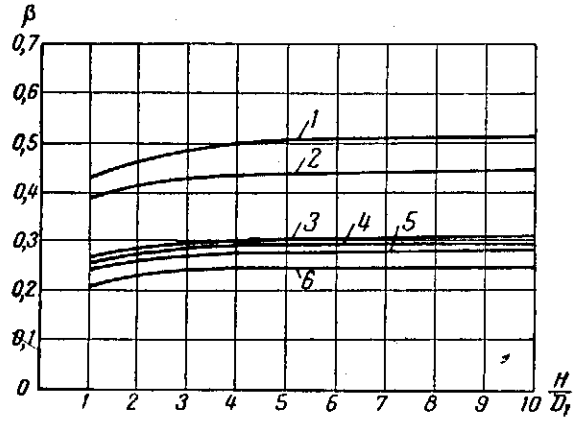


Рис. 56. Коэффициенты приведения нагрузок от засыпки для трубы в насыпи

насыпи. При составлении этих графиков учтены также горизонтальное (боковое) давление засыпки на трубу и вес засыпки в пазухах верхнего свода. Поэтому при использовании этих графиков последние две нагрузки отдельному учету не подлежат.

Выбор кривой на рис. 56 производится в соответствии с данными табл. 19.

Таблица 19

Выбор кривых на рис. 56 для определения коэффициента приведения нагрузок β для труб, уложенных в насыпи

Наименование грунтов основания	Номера кривых на рис. 56 при опирании труб	
	нормальным способом	на бетонную опору
Скальные и полускальные грунты	1	3
Крупнообломочные грунты	1	4
Песчаные грунты:		
а) пески гравелистые крупные и средней крупности, плотные	1	4
б) те же грунты средней плотности, а также пески мелкие и пылеватые плотные . . .	1	5
в) пески мелкие и пылеватые средней плотности	2	6
Глинистые грунты:		
а) твердые	1	4
б) пластичные	1	5
в) текучие	2	6

Для собственного веса трубы и веса жидкости в трубе У-96-50 рекомендуют те же коэффициенты нагрузки, как и для давления засыпки, а для давления от сосредоточенных нагрузок на поверхности грунта $\psi = 1{,}5$, т. е. $\beta = 0{,}667$ независимо от способа опирания.

В порядке уточнения этих указаний на основании данных табл. 18 можно рекомендовать следующие округленные значения коэффициентов приведения нагрузок как в упругой, так и в пластической стадии работы трубы.

Собственный вес трубы и вес жидкости в трубе:

а) при укладке нормальным способом $\beta = 0{,}4$,

б) » » на фундамент $\beta = 0{,}2$.

Давление от сосредоточенных нагрузок, приложенных на поверхности земли:

а) при укладке нормальным способом $\beta = 0{,}6$,

б) » » на фундамент $\beta = 0{,}4$.

При одновременном действии нескольких нагрузок все они приводятся к одной эквивалентной расчетной нагрузке в виде двух сосредоточенных сил путем сложения отдельных эквивалентных нагрузок:

$$P_{экв} = \Sigma \beta Q, \qquad \text{(III.29)}$$

где Q — та или иная расчетная нагрузка;

β — соответствующий коэффициент приведения.

Расчетный изгибающий момент определяется по одной из следующих двух формул:

а) если расчет ведется по стадии упругости

$$M_{расч} = 0{,}318 P_{экв} r; \qquad \text{(III.30)}$$

б) если расчет ведется с учетом свойств пластичности материалов

$$M_{расч} = 0{,}25 P_{экв} r. \qquad \text{(III.31)}$$

Пример 12. Определить расчетный изгибающий момент в трубе, рассмотренной в примере 8, пользуясь методом приведения нагрузок без учета и с учетом пластических свойств железобетона.

Расчет без учета пластических свойств материала. По графику рис. 55 для $D_0 = 600$ *мм* при нормальном способе укладки находим коэффициент приведения нагрузки от засыпки $\beta = 0{,}54$. Для собственного веса трубы и веса жидкости принимаем $\beta = 0{,}4$, а для временной нагрузки $\beta = 0{,}6$.

Приведенная к двум сосредоточенным силам расчетная нагрузка составляет:

$$P_{экв} = 0{,}4\,(G_c + P_0) + 0{,}54 G_в + 0{,}6 P_в = 0{,}4\,(0{,}328 + 0{,}310) + \\ + 0{,}54 \cdot 6{,}75 + 0{,}6 \cdot 0{,}34 = 0{,}255 + 3{,}64 + 0{,}204 = 4{,}099\ т.$$

Расчетный изгибающий момент по формуле (III.30):

$$M_{расч} = 0{,}318 P_{экв} r = 0{,}318 \cdot 4{,}099 \cdot 0{,}33 = 0{,}43\ тм.$$

Этот результат почти совпадает с тем, который был получен в примере 8.

Расчет с учетом пластических свойств материала. Расчетный момент внешних сил следует взять относительно центров пластических шарниров, которые находятся очень близко от сжатой грани сечения и которые приближенно можно считать непосредственно у грани. При тех же расчетных нагрузках и коэффициентах приведения нагрузок расчетный изгибающий момент, вычисленный по формуле (III.31), составляет:

$$M_{расч} = 0{,}25 P_{экв}\ r = 0{,}25 \cdot 4{,}099 \cdot 0{,}33 = 0{,}34\ тм.$$

Учет пластических свойств материала позволил снизить расчетный изгибающий момент на 21%.

4. Расчет жестких сборных труб и каналов

Сборные железобетонные трубы рекомендованы к применению для пропуска воды под насыпями в решении Всесоюзной конференции по железобетону и бетону.

В строительстве применяются различные типы сборных железобетонных труб и коллекторов, расчет которых имеет некото-

рые особенности по сравнению с расчетом монолитных труб. Мы рассмотрим расчет некоторых типов сборных конструкций трубопроводов. Сборные облицовки тоннелей, подробно рассмотренные С. С. Давыдовым [13] и М. И. Дандуровым [11], здесь не рассматриваются.

а) Круглая оболочка, составленная из мелких сегментов (рис. 57,*а*). Для придания этой конструкции неизменяемости ее связывают бандажами или проволокой и покрывают слоем штукатурки. Это препятствует раскрытию швов сегментной оболочки с наружной стороны. Поэтому раскрытие швов происходит только с внутренней стороны в сечениях по

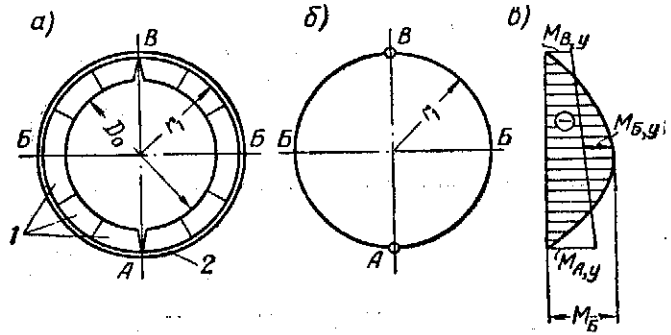


Рис. 57. Сборная оболочка из мелких сегментов

1 — мелкие сегменты; *2* — бандаж

вертикальному диаметру. Для расчета такой оболочки принимают, что она имеет шарниры в этих сечениях (рис. 57,*б*). При вертикальной нагрузке такая расчетная схема оказывается статически определимой, и все внутренние усилия в ней могут быть определены из условий равновесия. С практически достаточной точностью можно принять, что наибольший по абсолютной величине изгибающий момент действует на концах горизонтального диаметра. Это позволяет найти наибольший изгибающий момент в сегментной оболочке, исходя из тех уравнений, которые приведены в § 1 этой главы для монолитных труб. При этом получается такая формула (рис. 57,*в*):

$$M_Б = M_{Б,у} - \frac{M_{А,у} + M_{В,у}}{2}, \qquad \text{(III.32)}$$

где $M_{А,у}$, $M_{В,у}$, $M_{Б,у}$ — изгибающие моменты в соответствующих сечениях в стадии упругости, которые определяют по формулам (III.12)—(III.19).

б) Круглая оболочка, составленная из двух полуцилиндров (конструкция предложена Кудряшевым и

Ляминым [66]), (рис. 58). Соединение цилиндров принимается шарнирным, причем поперечными силами в шарнирах пренебрегают. Такая расчетная схема оказывается статически определимой. Изгибающие моменты в сечениях A и B могут быть найдены как непосредственно из условий равновесия, так и с использова-

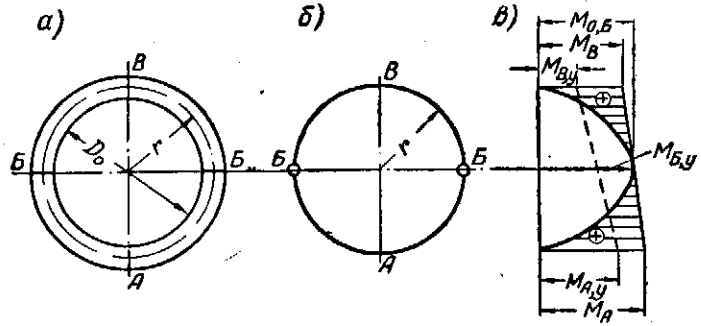


Рис. 58. Сборная оболочка из двух полуцилиндров

нием формул (III.12)—(III.19). В последнем случае при $M_A = M_B$ выравненные изгибающие моменты будут равны (рис. 58,*в*).

$$M_A = M_B = \frac{M_{A,у} - 2M_{Б,у} + M_{B,у}}{2}. \qquad \text{(III.33)}$$

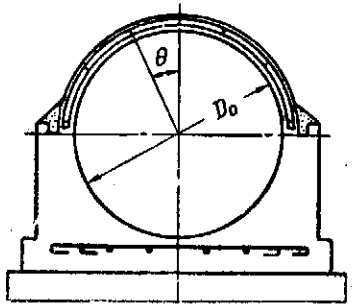


Рис. 59. Сводчатый канал

в) Сводчатый канал (рис. 59). Эта конструкция представляет собой двухшарнирный или трехшарнирный полуциркульный свод, опирающийся на фундамент в виде плиты или в виде обратного свода с выровненной подошвой. В последнем случае фундамент может быть монолитным или сборным (конструкция Л. А. Четвернина [44]). Расчетные формулы, рекомендуемые Л. А. Четвернинным для определения усилий в двухшарнирном и трехшарнирном сводах, сведены в табл. 20 и 21. Следует, однако, иметь в виду, что формулы для двухшарнирного свода не учитывают возможность горизонтального взаимного смещения опор свода, могущего привести к некоторому возрастанию положительных изгибающих моментов и к некоторому снижению отрицательных моментов.

В этих таблицах знак плюс соответствует моментам, вызывающим растяжение внутренних волокон и сжимающим нормальным силам. Углы θ отсчитываются от вертикальной оси, проходящей через ключевое сечение свода.

Таблица 20

Расчетные формулы для двухшарнирного свода

Усилия в своде	Вид нагрузки		
	$Q_в$	$Q_б$	P_0
Опорное давление A	$0{,}500\,Q_в$	0	0
Распор H	$0{,}2125\,Q_в$	$-0{,}425\,Q_б$	$0{,}600\,P_0$
Момент $M_{макс}$ (при $\theta=0$)	$0{,}0375\,Q_в r$	$0{,}0900\,Q_б r$	$0{,}0674\,P_0 r$
Момент $M_{мин}$ (при $\theta=64°\,48'$)	$-0{,}045\,Q_в r$	$-0{,}075\,Q_б r$	$-0{,}102\,P_0 r$
Нормальная сила N (при $\theta=0$)	$0{,}2125\,Q_в$	$0{,}575\,Q_б$	$-0{,}400\,P_0$
Нормальная сила N (при $\theta=64°\,48'$)	$0{,}500\,Q_в$	$0{,}181\,Q_б$	$-0{,}220\,P_0$

Таблица 21

Расчетные формулы для трехшарнирного свода

Усилия в своде	Вид нагрузки		
	$Q_в$	$Q_б$	P_0
Опорное давление A	$0{,}500\,Q_в$	0	0
Распор H	$0{,}250\,Q_в$	$-0{,}500\,Q_б$	$0{,}667\,P_0$
Момент $M_{макс}$ (при $\theta=60°$)	—	$0{,}125\,Q_б r$	—
Момент $M_{мин}$ (при $\theta=60°$)	$0{,}0625\,Q_в r$	—	$-0{,}128\,P_0 r$
Нормальная сила N при $M_{макс}$ ($\theta=60°$)	—	$0{,}250\,Q_б$	—
Нормальная сила N при $M_{мин}$ ($\theta=60°$)	$0{,}500\,Q_в$	—	$-0{,}400\,P_0$

При расчете фундаментной плиты, которая рассматривается как балка на двух опорах, реактивное давление грунта следует принимать распределенным по закону параболы в соответствии с формулами (II.105)—(II.108) или равномерным.

При действии реакции, распределенной по закону квадратной параболы (фиг. 60,*а*), наибольший изгибающий момент посредине пролета балки будет равен:

$$M_{макс} = \frac{q_1 D^2}{8} - \frac{2(q_1 - q_0) D}{3 \cdot 2} \cdot \frac{3D}{8 \cdot 2} = \frac{D^2}{16}(q_1 - q_0). \qquad \text{(III.34)}$$

При расчете сборного или монолитного фундамента в виде обратного свода, кроме реактивного давления грунта снизу, нужно еще учитывать вес жидкости, заполняющей канал, соб-

ственный вес вертикальных консолей, горизонтальное давление грунта на эти консоли и распор свода[1].

Для расчета сборного сводчатого канала по несущей способности целесообразно применять метод предельного равновесия. Пусть, например, требуется определить изгибающие моменты в стадии предельного равновесия в сборном сводчатом канале, схематично показанном на рис. 60,*а*.

Для решения этой задачи может быть применено выравнивание моментов. Для этого нужно построить эпюру моментов M_p от нагрузки и опорной реакции в основной системе, изобра-

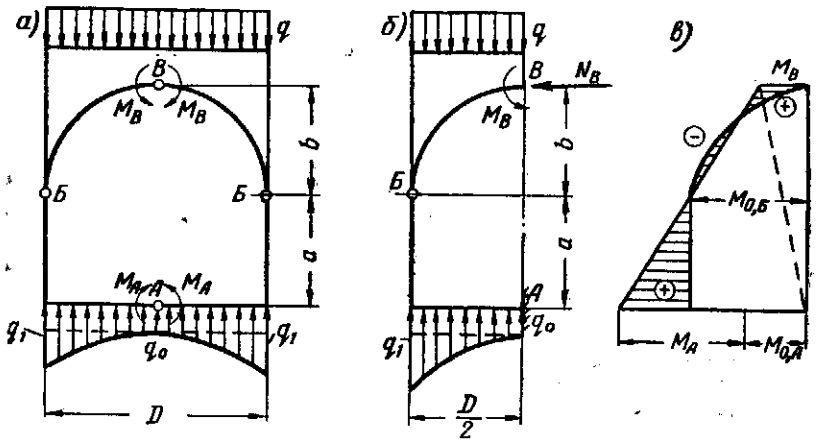


Рис. 60. Расчетная схема сводчатого канала

женной на рис. 60,*б*, и наложить на нее трапецоидальную эпюру M_2 от неизвестных M^B и N_B, приложенных в ключевом сечении (рис. 60,*в*). При этом ординаты трапеции должны быть равны несущим способностям сечений A и B, а ордината на уровне шарнира $Б$, заключенная между эпюрами M_2 и M_p, должна быть равна нулю, так как несущая способность сечения $Б$ на изгиб равна нулю.

Разделив трапецию на два треугольника, можно из чисто геометрических соотношений получить:

$$\frac{(M_A + M_{0,A})\,b + M_B\,a}{a+b} = -M_{0,Б},$$

где $M_{0,Б}$ и $M_{0,A}$ — ординаты эпюры M_p на уровне шарнира $Б$ и в сечении A.

Сделав небольшие преобразования, получим:

$$M_A\,b + M_B\,a = -M_{0,Б}\,(a+b) - M_{0,A}\,b. \qquad \text{(III.35)}$$

[1] Подробно см. [44].

Если нагрузка равномерная интенсивностью q, а эпюра реакций параболическая с ординатами, определенными по формулам (II.105) и (II.106) для суглинистого грунта $q_0 = 0{,}81q$ и $q = 1{,}37q$, то:

$$M_{0,Б} = -\frac{qD^2}{8};$$

$$M_{0,A} = \frac{-qD^2}{8} + \frac{q_1 D^2}{8} - \frac{2(q_1 - q_0)\,D}{3.2}\cdot\frac{3D}{8\cdot 2} = -0{,}011qD^2.$$

Из уравнения (III.35) получим

$$M_A\,b + M_B\,a = qD^2\,(0{,}125\,a + 0{,}114b).$$

Зная величину предельного изгибающего момента M_A в среднем сечении фундамента, можно найти изгибающий момент в ключевом сечении свода, а также моменты во всех характерных сечениях. При рассмотрении действия нескольких нагрузок можно пользоваться сложением действия сил.

Для разгрузки сечения A, а следовательно, и сечения B целесообразно устраивать у фундаментной плиты горизонтальные консольные выступы, показанные на рис. 59.

5. Целесообразные формы поперечных сечений труб

Целесообразной (рациональной) формой поперечного сечения трубы или арки принято называть такую форму, которая отвечает наименьшему объему материала при обеспечении надлежащей прочности конструкции. Задача обычно сводится к подбору очертания оси трубы и к выбору закона изменения сечений при заданных основных размерах арки или трубы (ширине и высоте). Такая постановка задачи является весьма суженной, так как при этом оставляются без рассмотрения не только условия устойчивости и жесткости трубы и выбор ее основных размеров, но и те требования, которые предъявляются к трубе в отношении ее гидравлической пропускной способности, а также с точки зрения производства работ по возведению или изготовлению трубы. Однако и в такой суженной постановке задача имеет большое практическое значение, так как перечисленные факторы могут быть учтены отдельно.

Вопрос о целесообразной форме арок и труб исследован Ф. С. Ясинским, С. И. Белзецким, В. И. Рудневым и особенно детально В. А. Киселевым и К. М. Хуберяном.

Наиболее просто вопрос о целесообразном очертании оси арки или трубы решается на основе теории веревочной кривой, согласно которой целесообразное очертание определяется отсутствием изгибающих моментов во всех сечениях стенки трубы.

Для целесообразного очертания оси незасыпанного трубопровода на основе этой теории В. А. Киселев [22] получил следующие уравнения:

$$x = \frac{p_0}{\sqrt{1-k^2}}\left\{\frac{2-k^2}{2}[F - F(k,\varphi)] - [E - E(k,\varphi)]\right\};$$
$$y = \frac{p_0}{\sqrt{1-k^2}}\sqrt{1-k^2\sin^2\varphi}, \qquad \text{(III.36)}$$

где p_0 — напор в верхней точке трубопровода;

k и φ — модуль и амплитуда неполных эллиптических интегралов первого и второго рода [$F(k,\varphi)$ и $E(k,\varphi)$]; при этом

$$k^2 = \frac{4\overline{N}}{\xi H^2 + 4\overline{N}};$$

$\overline{N} = \frac{N}{\gamma_0}$ — приведенная продольная сила, приходящаяся на единицу длины трубы;

N — полная продольная сила;

γ_0 — объемный вес воды;

F и E — полные эллиптические интегралы (отвечающие значению $\varphi = \frac{\pi}{2}$).

Параметры веревочной кривой k^2 и φ определяются из условий прохождения кривой через заданную нижнюю точку. Для этого приходится решать два уравнения с двумя неизвестными. Целесообразные формы, получаемые на основании формулы (III.36) для поперечных сечений трубы, опертой на две продольные рандбалки, и трубы, опертой на горизонтальное плоское основание, показаны на рис. 61, *а* и *б*. Аналогичные результаты в менее общей форме были получены ранее А. М. Гинзбургом [9].

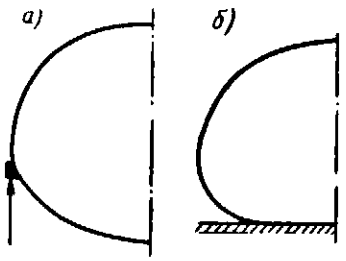


Рис. 61. Целесообразные формы поперечных сечений незасыпанных трубопроводов

Целесообразное очертание оси незамкнутых труб и верхней части замкнутых труб при давлении засыпки, распределенном согласно рис. 62, определяется следующими уравнениями, полученными В. А. Киселевым:

$$x = \frac{2\overline{N}_в + \xi H^2}{\sqrt{4\overline{N}_в + \xi H^2}}[F - F(k,\varphi)] - \sqrt{4\overline{N}_в + \xi H^2}\,[E - E(k,\varphi)];$$
$$y = \sqrt{H^2 + \frac{4\overline{N}_0}{\xi}\cos^2\varphi}, \qquad \text{(III.37)}$$

где ξ — коэффициент бокового давления засыпки;

$\overline{N}_в = \frac{N_в}{\gamma}$ — приведенная нормальная сила в верхней точке трубы;

γ — объемный вес засыпки.

Параметр веревочной кривой $N_в$ определяется подбором из условия прохождения веревочной кривой через заданные боковые точки поперечного сечения трубы, имеющего наибольшую ширину.

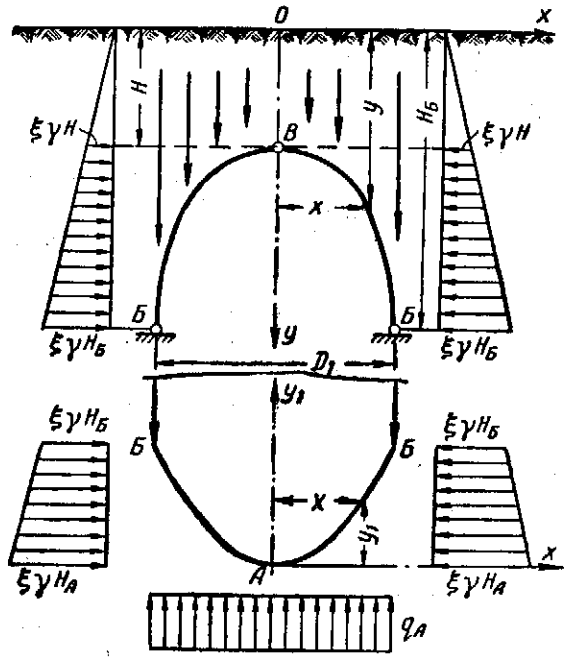


Рис. 62. Целесообразная форма верхней части поперечного сечения засыпанной трубы

Уравнение веревочной кривой для нижней части замкнутой трубы имеет такой вид:

$$x = \sqrt{\frac{D_1(2-k^2)\sqrt{\xi}}{3k^2 H_Б^2}\left[H_A^3 - (H_A - y_1)^3 - 3H_Б y_1\right]}, \qquad \text{(III.38)}$$

где $y_1 = H_A - y$.

Из уравнения (III.38) можно определить одну из величин H_A или $H_Б$, если задана другая.

Пример 13*. Определить очертание тоннеля по веревочной кривой при следующих данных (рис. 63):

$$H = 10\ м,\quad H_Б = 16{,}12\ м,\quad D_1 = 10\ м,\quad N_0 = 80\ т/м,\quad \gamma = 2\ т/м^3,$$

$$\xi = 0{,}5:$$

$$\overline{N}_0 = \frac{N_0}{\gamma} = \frac{80}{2} = 40\ м^2;\quad k^2 = \frac{4 \cdot 40}{0{,}5 \cdot 10^2 + 4 \cdot 40} = 0{,}762.$$

Глубина заложения низа тоннеля определяется из уравнения (III.38):

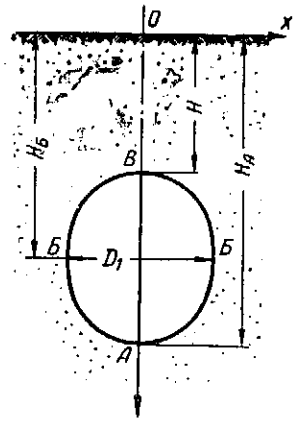


Рис. 63. Целесообразное поперечное сечение засыпанного тоннеля или трубопровода

$$5{,}00 = \frac{2\,(2 - 0{,}762)\sqrt{0{,}5}}{3 \cdot 0{,}762 \cdot 16{,}12^2}\left[H_A^3 - 16{,}12^3 - \right.$$

$$\left. - 3 \cdot 16{,}12^2 (H_A - 16{,}12\ )\right]$$

Отсюда $H_A = 21{,}73\ м$; $D_2 = H_A - H = 21{,}73 - 10 = 11{,}73\ м$.

Веревочная кривая для верхней части тоннеля определяется формулами (III.37):

$$x = \frac{2{,}40 + 0{,}5 \cdot 10^2}{4 \cdot 40 + 0{,}5 \cdot 10^2}\left[F - F(k, \varphi)\right] -$$

$$- \sqrt{4 \cdot 40 + 0{,}5 \cdot 10^2}\left[E - E\,(k,\ \varphi)\right];$$

$$y = \sqrt{10^2 + \frac{4 \cdot 40}{0{,}5}\cos^2\varphi}.$$

По этим уравнениям при помощи таблиц эллиптических интегралов произведен подсчет координат веревочной кривой:

$y =$	10	11	12	13	14	15	16	16,12 *м*
$x =$	0	2,69	3,70	4,27	4,65	4,88	4,99	5,00 *м*

Для нижней части тоннеля уравнение веревочной кривой выражается формулой (III.38):

$$x = \sqrt{\frac{2 \cdot 5\,(2 - 0{,}762)\sqrt{0{,}5}}{3 \cdot 0{,}762 \cdot 16{,}12^2}\left[21{,}73^3 - (21{,}73 - y_1)^3 - 3 \cdot 16{,}12^2\, y_1\right]}.$$

По этому уравнению подсчитаны абсциссы кривой:

$y =$	16,73	17,73	18,73	19,73	20,73	21,73
$x =$	4,98	4,81	4,46	3,88	2,91	0

Кривая построена на рис. 63.

Исходя из формы этой кривой, можно сделать вывод, что для безнапорных труб, уложенных в земле, целесообразной формой поперечного сечения практически является эллипс, ко-

* Пример заимствован у В. А. Киселева [22].

торый должен быть тем более вытянут в вертикальном направлении, чем больше отношение между интенсивностью вертикального давления и бокового. При равномерных вертикальных

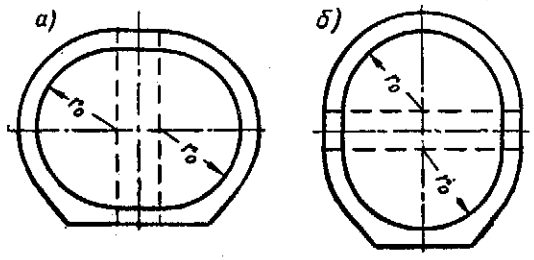
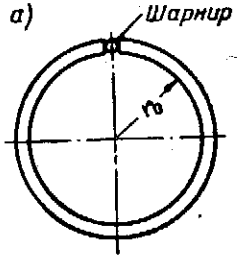


Рис. 64. Поперечные сечения труб овального очертания

и боковых нагрузках отношение между вертикальным и горизонтальным диаметрами этого эллипса должно составлять

$$\frac{D_2}{D_1} = \sqrt{\frac{q_н}{q_б}}.$$

Такая форма поперечного сечения трубы не противоречит требованиям гидравлики при безнапорном движении жидкости, но, конечно, осложняет изготовление труб и их укладку. Близким к эллиптическому является овальное очертание, образованное дугами окружности с прямолинейными вставками (рис. 64). Овальное очертание с



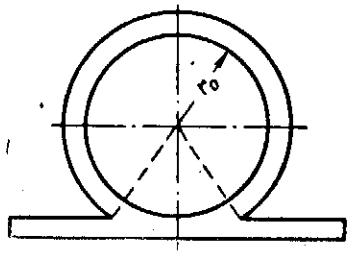


Рис. 65. Поперечное сечение трубы кругового очертания с консольными выступами

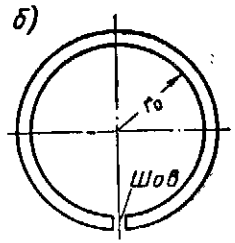


Рис. 66. Поперечные сечения безнапорных труб с шарниром и с продольным швом

горизонтальными вставками (рис. 64,*а*) применяется для напорных водоводов и тоннелей, а с вертикальными вставками — для безнапорных (рис. 64,*б*). Прямолинейные вставки могут и не

быть касательными к дугам окружности (система Г. А. Джимшелейшвили и Н. Л. Бурдзгла [5]).

В случае слабых или просадочных грунтов могут быть применены круглые или овальные водоводы с консольными выступами, избавляющими от устройства специального фундамента и разгружающими нижнее сечение трубы (рис. 65).

Наконец, могут иметь применение безнапорные водоводы с шарниром или с продольным швом в ключевом или в нижнем сечении (рис. 66). При этом достигается уменьшение положительных изгибающих моментов, растягивающих внутренние фибры сечения, за счет увеличения отрицательных изгибающих моментов в сечениях на концах горизонтального диаметра, где они не представляют опасности в отношении трещинообразования, благодаря наличию больших нормальных сил[1].

Исследованию рациональных форм открытых и засыпанных трубопроводов посвящена интересная работа К. М. Хуберяна[2], поскольку теория веревочной кривой не связана с принятием того или иного допущения относительно физического состояния материала сооружения, она в полной мере приложима и при условии, если рассматривать трубу в состоянии предельного равновесия.

Однако, если нельзя получить безмоментное очертание оси стенки трубы, то задача может быть поставлена иначе. Можно искать такое очертание оси стенки, которое при заданном распределении нагрузки и при заданных несущих способностях сечений стенки и основных размерах поперечного сечения трубы D_1 и D_2 приведет к наибольшей несущей способности трубы.

Для этого обратимся к рис. 53, на котором показано выравнивание моментов в поперечном сечении трубы. Нетрудно видеть, что величина предельной нагрузки зависит от несущей способности отдельных сечений стенки трубы и от соотношения между нагрузкой и ординатами выравненной эпюры моментов. Последние же зависят от пролета и вертикальных размеров поперечного сечения трубы, определяющих положение боковых шарниров текучести, и почти не зависят от формы кривой между шарнирами текучести.

[1] Определение внутренних усилий в подобных системах рассмотрено в работе [5].

[2] К. М. Хуберян, Рациональные формы трубопроводов, резервуаров и напорных перекрытий, Госстройиздат, М., 1956.

Глава IV

ДЕФОРМАЦИЯ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ ТРУБЫ И ВНУТРЕННИЕ УСИЛИЯ В ГИБКИХ ТРУБАХ

1. Деформация поперечного сечения трубы в пределах упругости

Определение деформаций и перемещений поперечного сечения трубы необходимо для расчета гибких труб по второму предельному состоянию. Кроме того, учет влияния упругого отпора засыпки и ряда других факторов также связан с необходимостью изучения деформаций и перемещений поперечного сечения трубы. Наконец, при постановке экспериментов с трубами, наиболее доступными для измерения, являются прогибы, от которых путем расчета легко перейти к нагрузкам или к изгибающим моментам.

При определении перемещений трубы будем по-прежнему рассматривать элемент ее длиной, равной единице, опертый в нижней точке A.

Перемещения стенки трубы могут быть найдены путем интегрирования дифференциального уравнения ее упругой линии:

$$\frac{d^2w}{d\theta^2} + w = -r\frac{d\varphi}{d\theta} = -\frac{Mr^2}{E_c I}\,^*; \qquad \text{(IV.1)}$$

$$w = \frac{du}{d\theta},$$

где φ — угол поворота произвольного сечения трубы;

w — радиальная составляющая полного перемещения этого же сечения стенки трубы, которая считается положительной, если она направлена к центру трубы;

* Если труба имеет настолько большую длину, что возможность продольных деформаций исключается, то вместо жесткости $E_c I$ нужно ввести во все последующие формулы цилиндрическую жесткость $\frac{E_c I}{1-\nu_c^2}$, где ν_c — коэффициент Пуассона материала трубы.

u — тангенциальная составляющая перемещения, которая считается положительной, если она направлена по отношению к центру кривизны, по движению часовой стрелки;

M — изгибающий момент в этом же сечении.

Однако, имея эпюры изгибающих моментов от нагрузок и опорных реакций, можем найти перемещения проще, воспользовавшись методом Мора. Для этого следует приложить к статически определимой основной системе кольца группу сил, состоящую из двух симметричных единичных сил, по направлению искомых перемещений и воспользоваться формулой:

$$\Delta_{10} = \Sigma \int \frac{\bar{M}_1 M_0 \, ds}{E_c I}. \qquad \text{(IV.2)}$$

Здесь M_0 — изгибающий момент в произвольном сечении стенки трубы от нагрузки или опорных реакций в заданной статически неопределимой системе;

M_1 — изгибающий момент в произвольном сечении стенки трубы от группы единичных сил в основной системе;

E_c — модуль упругости материала трубы;

I — момент инерции продольного сечения стенки трубы.

При этом для трубы без колец жесткости

$$I = \frac{bh^3}{12},$$

где b — длина расчетного элемента или звена трубы.

Группу из двух симметричных сил мы прикладываем для того, чтобы не нарушать симметрии системы. В результате этого получим групповое перемещение, в два раза большее искомого.

Если потребуется построить эпюру перемещений, то единичные силы нужно приложить в произвольных точках кольца, определяемых полярным углом θ, который сохранится и в окончательных выражениях для перемещений в виде текущей координаты.

Для определения радиальных перемещений любой точки кольца приложим единичные силы, как это показано на рис. 67, т. е. примем положительными радиальные перемещения, направленные к центру трубы. Изгибающий момент от сил, равных единице, в произвольном сечении θ:

$$\bar{M}_1 = r \sin(\theta_1 - \theta) = r(\sin\theta_1 \cos\theta - \cos\theta_1 \sin\theta).$$

Не приводя выводов, дадим окончательные выражения радиальных перемещений в наиболее простых случаях загружения трубы. При этом положительными считаются радиальные перемещения, направленные внутрь трубы.

1. При действии на трубу двух равных сосредоточенных сил, направленных по вертикальному диаметру (см. рис. 49),

радиальные перемещения произвольной точки поперечного сечения выражаются уравнением:

$$w = -\frac{Pr^3}{4E_c I}\left[\left(\theta - \frac{\pi}{2}\right)\cos\theta - \sin\theta + \frac{4}{\pi}\right]. \qquad \text{(IV.3)}$$

при $\theta = 180°$ $w_A = \frac{Pr^3}{4E_c I}\left(\frac{\pi}{2} - \frac{4}{\pi}\right) \approx 0{,}075\frac{Pr^3}{E_c I}$; (IV.4)

при $\theta = 0$ $w_B = \frac{Pr^3}{4E_c I}\left(\frac{\pi}{2} - \frac{4}{\pi}\right) \approx 0{,}075\frac{Pr^3}{E_c I}$; (IV.5)

при $\theta = 90°$ $w_Б = \frac{Pr^3}{4E_c I}\left(1 - \frac{4}{\pi}\right) \approx -0{,}068\frac{Pr^3}{E_c I}$. (IV.6)

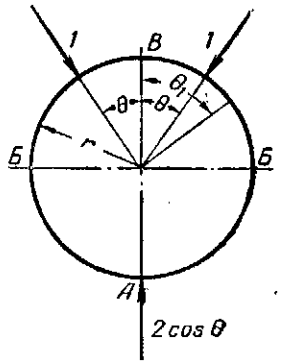


Рис. 67. Круговое кольцо под действием группы единичных сил

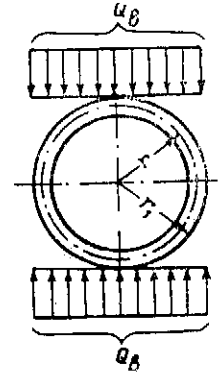


Рис. 68. Круговое кольцо под действием равномерно распределенных нагрузок

Прогиб поперечного сечения трубы составляет:

$$f = (w_A + w_B) = 0{,}15\frac{Pr^3}{E_c I} = 1{,}8\,\frac{P}{bE_c}\left(\frac{r}{h}\right)^3. \qquad \text{(IV.7)}$$

При действии любой другой нагрузки прогиб может быть выражен такой формулой:

$$f = \bar{f}\frac{Pr^3}{E_c I}, \qquad \text{(IV.8)}$$

где $\bar{f}$ — коэффициент, зависящий от распределения нагрузки и опорной реакции.

Нагрузка, эквивалентная по прогибу действительной нагрузке, определяется из условия равенства прогибов по выражениям (IV.7) и (IV.8), которое приводит к уравнению:

$$0{,}15\,P_{экв} = \bar{f}Q,$$

откуда

$$P_{экв} = \frac{\bar{f}}{0{,}15}Q = \eta Q, \qquad \text{(IV.9)}$$

где η — коэффициент приведения нагрузки по прогибу.

2. При действии на трубу двух одинаковых равномерных нагрузок (рис. 68):

$$w = \frac{Q_в r^3}{24E_с I} \cos 2\theta, \qquad \text{(IV.10)}$$

где $Q_в$ — равнодействующая равномерной нагрузки;

$$\text{при } \theta = 180^\circ \quad w = \frac{Q_в r^3}{24E_с I}; \qquad \text{(IV.11)}$$

$$\text{при } \theta = 0 \quad w_B = \frac{Q_в r^3}{24E_с I}; \qquad \text{(IV.12)}$$

$$\text{при } \theta = \frac{\pi}{2} \quad w_Б = -\frac{Q_в r^3}{24E_с I}; \qquad \text{(IV.13)}$$

$$f = \frac{Q_в r^3}{12E_с I} \approx 0{,}0833 \frac{Q_в r^3}{E_с I}, \qquad \text{(IV.14)}$$

$$\eta = 0{,}555.$$

3. При действии на трубу, опертую на плоскость, равномерной нагрузки сверху:

$$f = 0{,}116 \frac{Q_в r^3}{E_с I}; \quad \eta = 0{,}773. \qquad \text{(IV.15)}$$

4. То же, при нормальном способе опирания

$$f = 0{,}081 \frac{Q_в r^3}{E_с I}; \quad \eta = 0{,}540. \qquad \text{(IV.16)}$$

5. То же, при опирании на фундамент

$$f = 0{,}068 \frac{Q_в r^3}{E_с I}; \quad \eta = 0{,}455. \qquad \text{(IV.17)}$$

Для каждого из рассмотренных в пп. 1 и 2 случаев загружения кольца напишем отношение радиального перемещения произвольной точки к радиальному перемещению на концах вертикального диаметра.

Для случая загружения сосредоточенными силами

$$\frac{w}{w_B} = \frac{\left(\theta - \frac{\pi}{2}\right)\cos\theta - \sin\theta + \frac{4}{\pi}}{\frac{4}{\pi} - \frac{\pi}{2}}; \qquad \text{(IV.18)}$$

для случая загружения распределенными нагрузками

$$\frac{w}{w_B} = \cos 2\theta. \qquad \text{(IV.19)}$$

Оказывается, что оба отношения весьма близки при любых значениях угла θ; это ясно видно из графика рис. 69, на котором нанесены обе функции. Отсюда следует, что для любых других симметричных распределений нагрузки, занимающих промежуточное положение между сосредоточенной и равномерно распределенной нагрузкой, упругая линия может быть с достаточной точностью выражена одним членом тригонометрического ряда:

$$w = w_B \cos 2\theta. \qquad \text{(IV.20)}$$

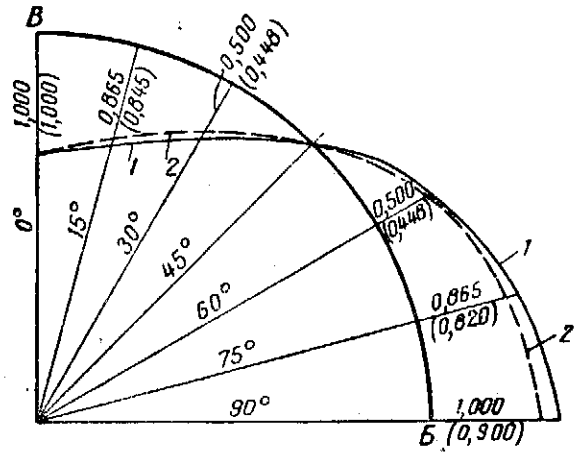


Рис. 69. Упругая линия стенки кругового кольца при действии нагрузок

1 — равномерно распределенной; *2* — сосредоточенной (цифры в скобках)

Таким образом, вся упругая кривая может быть определена одним параметром — величиной перемещения w_B.

Средняя по ширине поперечного сечения величина прогиба круглой трубы от равномерной нагрузки составляет

$$\Delta_0 = 2\int_0^{\pi/2} \frac{2w_B \cos\theta\, r d\theta}{2r} = 2f\int_0^{\pi 2} \cos 2\theta \cos\theta\, d\theta =$$

$$= \frac{2}{3} f = \frac{Q_в r^3}{18E_с I} = \frac{2}{3} \frac{q_в D_1}{E} \left(\frac{r}{h}\right)^3. \qquad \text{(IV.21)}$$

2. Упруго-пластическая деформация поперечного сечения трубы

Рассмотрим круглую трубу из упруго-пластического материала, подверженную действию двух равных диаметрально противоположных сил P (см. рис. 49).

В первой — упругой — стадии работы трубы в характерных ее сечениях в соответствии с формулами (III.17) возникают изгибающие моменты и нормальные силы:

$$M_A = M_B = 0{,}318Pr; \quad N_A = N_B = 0;$$
$$M_Б = -0{,}182Pr; \quad N_Б = 0{,}500P.$$

Деформация вертикального диаметра в этой стадии работы трубы выражается формулой (IV.7):

$$f = 0{,}15\frac{Pr^3}{E_c I} = 1{,}8\frac{P}{bE_c}\left(\frac{r}{h}\right)^3.$$

В процессе увеличения силы P пластические шарниры сначала появятся в сечениях A и B. Пренебрегая периодом развития пластических шарниров, примем, как это предложил Н. С. Стрелецкий, что пластические шарниры появляются мгновенно и что тогда наступает вторая (упруго-пластическая) стадия работы трубы.

При этом сила должна достигнуть величины:

$$P_1 = \frac{\pi M_{A,пр}}{r}. \qquad (IV.22)$$

Соответствующая деформация f_1 может быть найдена по формуле (IV.7) при подстановке в нее значения P_1, где $M_{A,пр}$ — несущая способность сечений A и B на изгиб, т. е. предельная величина момента для этих сечений.

Дальнейшее возрастание силы P может происходить лишь за счет увеличения моментов и нормальных сил в сечениях $Б$. Моменты же в сечениях A и B будут сохранять постоянное значение, равное, например, для трубы из однородного материала:

$$M_{A,пр} = M_{B,пр} = \frac{bh^2}{4}R,$$

где R — расчетное сопротивление (предел текучести) материала; изгибающие моменты в сечениях $Б$ во второй стадии работы кольца выражаются так:

$$M_Б = -\frac{Pr}{2} + M_{A,пр}.$$

Нормальные силы по-прежнему пропорциональны нагрузке и составляют

$$N_Б = \frac{P}{2}.$$

Для установления зависимости между силой и деформацией вертикального диаметра во второй стадии работы трубы рассмотрим полукольцо, подверженное в грузовом состоянии

совместному действию сил $\frac{P}{2}$ и моментов $M_{A,пр} = M_{B,пр}$ (рис. 70,*а*), а в единичном состоянии действию двух единичных сил по направлению искомого перемещения (рис. 70,*б*).

Применяя интеграл Мора, получим деформацию вертикального диаметра трубы:

$$f = \frac{r^2}{E_c I}\int_0^{\pi/2}(Pr\sin^2\theta - 2M_{A,пр}\sin\theta)\,d\theta =$$
$$= \frac{12}{E_c b}\left(\frac{\pi}{4}P - \frac{2}{r}M_{A,пр}\right)\left(\frac{r}{h}\right)^3. \qquad (IV.23)$$

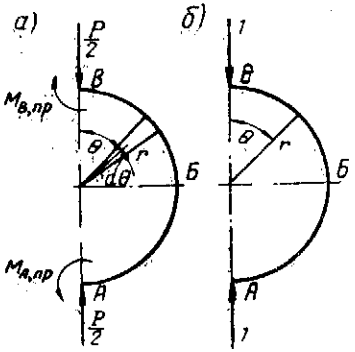


Рис. 70. К определению деформации вертикального диаметра трубы при образовании двух пластических шарниров

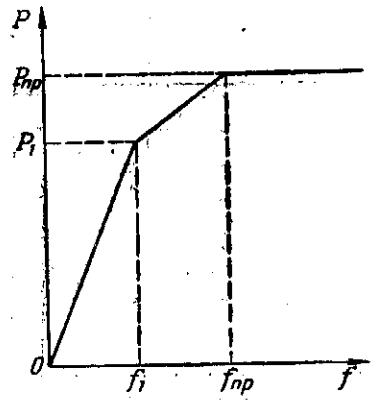


Рис. 71. Теоретический график деформации поперечного сечения трубы под нагрузкой

Конец второй стадии работы трубы характеризуется возникновением пластических шарниров также и в сечениях $Б$. При этом сила достигает величины:

$$P_{пр} = \frac{2\left(M_{A,пр} - M_{Б,пр}\right)}{r}. \qquad (IV.24)$$

Соответствующий прогиб $f_{пр}$ определяется по формуле (IV.23) при подстановке в нее величины $P_{пр}$.

Это значение силы должно рассматриваться как предельное, так как дальнейший ее рост оказывается невозможным; труба переходит в третью (пластическую) стадию работы, когда неограниченный рост деформаций происходит при постоянном значении нагрузки.

Теоретический график деформации трубы состоит из трех участков, соответствующих трем рассмотренным стадиям деформации трубы под нагрузкой (рис. 71).

Данный метод, несмотря на всю его элементарность, достаточно хорошо подтвердился результатами испытаний нескольких десятков железобетонных труб, проведенных проф. И. И. Черкасовым при участии Г. И. Глушкова и Б. И. Румянцева [45].

На рис. 72 представлены результаты этих испытаний с трубами диаметром 400, 500 и 600 *мм*, армированными одиночной арматурой, расположенной посредине толщины стенки. Кружками показаны опытные точки, пунктиром — среднее положение кривой деформации для испытанных образцов, сплошной ломаной линией — теоретические графики деформаций, построенные по формулам (IV.7), (IV.22), (IV.23), (IV.24).

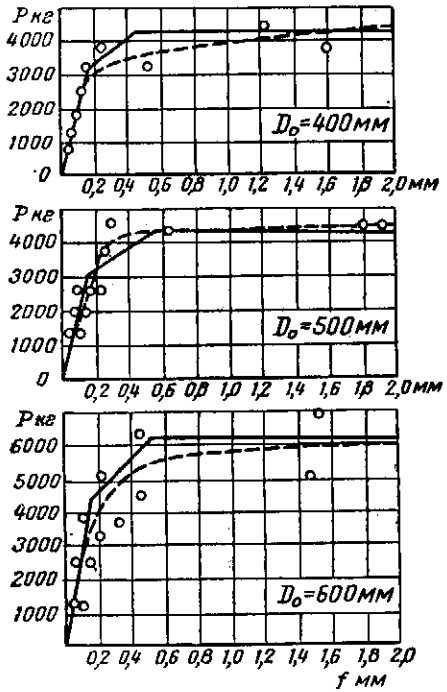


Рис. 72. Результаты опытов И. И. Черкасова с железобетонными трубами

Небольшие расхождения теоретического графика с действительным объясняются следующими причинами, не учитываемыми теоретическими формулами:

а) уменьшением модуля деформации железобетона в ходе опыта;

б) постепенностью развития пластических шарниров;

в) отколом защитного слоя внутри трубы с обнажением арматуры.

Во время испытаний И. И. Черкасовым было установлено, что коэффициент однородности железобетонных труб, т. е. отношение разрушающей нагрузки для наиболее слабой трубы к средней разрушающей нагрузке, составляет около 0,8. Разрушающая нагрузка, соответствующая образованию продольных трещин снаружи трубы по ее бокам, составляет около 145% нагрузки, соответствующей концу упругой стадии работы трубы, т. е. моменту образования внутренних трещин внизу и вверху трубы.

Испытания железобетонных труб производились и за рубежом [56]. Результаты одного из них с трубой диаметром 92 *см* представлены на рис. 73. При этом первая трещина, соответствующая концу упругой стадии работы трубы, появилась внизу при нагрузке 2 100 *кг*. Трещины вверху и по бокам трубы появились при нагрузке 2 250 *кг*. Наибольшая нагрузка, воспринимаемая трубой, достигала величины 3 380 *кг* на 1 *м*.

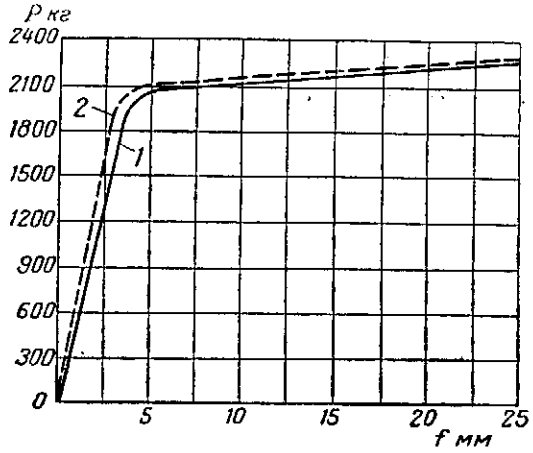


Рис. 73. Результаты испытания железобетонной трубы

1 — деформация вертикального диаметра; *2* — деформация горизонтального диаметра

3. Уменьшение деформации поперечного сечения круглой трубы под влиянием внутреннего равномерного давления. Влияние первоначального отклонения поперечного сечения трубы от круговой формы

Внутреннее давление p_0 жидкости или газа, находящихся под напором, растягивая трубу, стремится обратить ее поперечное сечение, деформированное другими нагрузками, в круговое и уменьшает изгибающие моменты, вызванные этими нагрузками. Точное решение этой задачи возможно лишь на основе принципов нелинейной строительной механики при учете изменения первоначальной расчетной схемы под действием нагрузок. Однако такое решение для практического применения слишком сложно, поэтому ниже приводится приближенное решение, основанное на использовании рассмотренного в предыдущем параграфе свойства упругой линии кругового кольца.

При действии на трубу двух одинаковых равномерных нагрузок (рис. 74) уравнение упругой линии выражается формулой (IV.10).

В то же время изгибающий момент в произвольном сечении стенки составляет:

$$M^0 = \frac{Q_в r}{8} \cos 2\theta. \qquad \text{(IV.25)}$$

Поэтому

$$w^0 = \frac{M^0 r^2}{3E_c I}. \qquad \text{(IV.26)}$$

В произвольном сечении деформированной трубы внутреннее равномерное давление p_0 вызывает изгибающий момент:

$$M' = -N' w = -p_0 r w, \qquad \text{(IV.27)}$$

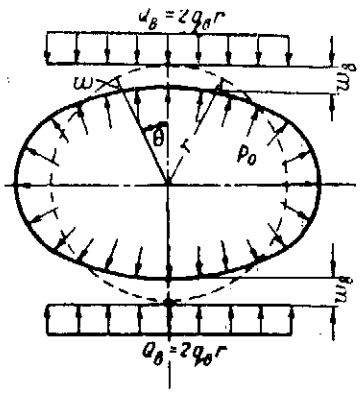


Рис. 74. Расчетная схема гибкой трубы при одновременном действии внешнего и внутреннего давления

где N' — нормальная сила в стенке трубы от внутреннего давления;

w — радиальные перемещения стенки трубы от совместного действия равномерной нагрузки и внутреннего давления, которые можно выразить через изгибающий момент M формулой, аналогичной формуле (IV.26):

$$w = \frac{Mr^2}{3E_c I}.$$

На основании принципа независимости действия сил полный момент может быть выражен как алгебраическая сумма моментов от отдельных нагрузок:

$$M = M^0 + M' = M^0 - p_0 r w = M^0 - \frac{p_0 r^3 M}{3E_c I}. \qquad \text{(IV.28)}$$

Отсюда

$$M = M^0 \zeta_1,$$

где

$$\zeta_1 = \frac{1}{1+\frac{p_0 r^3}{3E_c I}} = \frac{1}{1+\frac{4p_0}{E_c}\left(\frac{r}{h}\right)^3}. \qquad \text{(IV.29)}$$

Таким образом, учет влияния внутреннего равномерного давления сводится к умножению изгибающих моментов от вертикальной равномерной нагрузки на коэффициент ζ_1. В качестве приближенного этот метод можно распространить и на другие нагрузки.

Произведенные подсчеты показывают, что даже для наиболее тонкостенных и высоконапорных железобетонных труб коэффициент ζ_1 очень близок к единице. Для стальных труб уменьшение изгибающих моментов под действием внутреннего равномерного давления может быть очень значительным.

Совершенно такая же формула получена другим путем С. В. Завацким [19], который показал, что она действительна и для случая укладки трубы на фундамент, если $\alpha = 45°$.

Для других значений угла α С. В. Завацким получена более общая формула:

$$\zeta_1 = \frac{1}{1+\frac{12p_0}{E_c\left(\frac{\pi^2}{4\alpha^2}-1\right)}\left(\frac{r}{h}\right)^3}. \qquad \text{(IV.30)}$$

Формулой (IV.26) можно воспользоваться для определения наибольшего изгибающего момента, вызываемого внутренним равномерным давлением в стенке трубы, поперечное сечение которой отклоняется от круга. В этом случае w нужно приравнять полуразности наибольшей и наименьшей полуосей поперечного сечения трубы:

$$w = \frac{D_{макс} - D_{мин}}{4} = \frac{\varepsilon D_1}{400}, \qquad \text{(IV.31)}$$

где $D_{макс}$ и $D_{мин}$ — наибольший и наименьший диаметры трубы;

D_1 — номинальный наружный диаметр трубы;

ε — овальность трубы, выражающаяся формулой (в процентах):

$$\varepsilon = \frac{D_{макс} - D_{мин}}{D_1} 100. \qquad \text{(IV.32)}$$

Пример 14. Найти коэффициент уменьшения изгибающих моментов под влиянием внутреннего равномерного давления для стальной трубы диаметром $D_0 = 1\,200$ *мм* при толщине стенки $h = 10$ *мм*, если она подвергается внутреннему давлению $p_0 = 3$ *ат*.

Средний радиус трубы составляет

$$r = 60 + 0{,}5 = 60{,}5 \text{ см}.$$

По формуле (IV.29) с учетом цилиндрической жесткости находим:

$$\zeta_1 = \frac{1}{1+\frac{4p_0}{E_c}\left(\frac{r}{h}\right)^3\left(1-\nu_c^2\right)} = \frac{1}{1+\frac{4\cdot 3}{2{,}1\cdot 10^6}\left(\frac{60{,}5}{1{,}0}\right)^3(1-0{,}25^2)} = 0{,}458.$$

Все изгибающие моменты от других одновременно действующих нагрузок должны быть умножены на этот коэффициент.

Пример 15. Найти изгибающие моменты в чугунной трубе $D_0 = 700$ *мм* с толщиной стенок $h = 20$ *мм*, подверженной внутреннему давлению $p_0 = 10$ *ат*, если ее овальность составляет $\varepsilon = 2\%$ наружного диаметра.

По формуле (IV.31) находим величину

$$w = \frac{\varepsilon D_1}{400} = \frac{2\cdot 74}{400} = 0{,}37 \text{ см}.$$

По формуле (IV.27) наибольший изгибающий момент на 1 *м* длины трубы ($b = 100$ *см*) будет равен:

$$M'_B = -p_0 r b w = -10\cdot 36\cdot 100\cdot 0{,}37 = -13\,300 \text{ кгсм}.$$

Этот момент вызывает в стенке трубы наибольшие нормальные напряжения порядка ± 200 *кг/см*^{2}, что достигает 15—30% нормативного сопротивления чугуна растяжению при изгибе. Поэтому можно сделать вывод, что для труб из хрупких материалов, неспособных к пластическим деформациям, овальность даже в 1% от наружного диаметра является опасной. Для труб же из пластических материалов, как это установлено исследованиями Б. Н. Жемочкина, Р. И. Аронова, А. Г. Камерштейна и И. П. Петрова [34], овальность может не учитываться, так как она не снижает несущей способности трубы при действии внутреннего давления.

4. Влияние отпора грунта, окружающего трубу

Грунт, в котором уложена труба, является для нее не только нагрузкой, но и средой, оказывающей сопротивление (отпор) перемещениям стенок трубы и, следовательно, повышающей несущую способность трубы. Влияние отпора будет тем значительнее, чем плотнее грунт и чем гибче стенки трубы.

Изучением влияния упругого отпора грунта применительно к расчету тоннельной обделки занимались многие исследователи (Х. С. Головин, С. Н. Розанов, С. С. Давыдов, Н. И. Безухов, Б. П. Бодров, Л. И. Горелик, С. А. Орлов и др.). Все эти варианты расчета тоннельной обделки связаны с необходимостью составления и решения системы уравнений, содержащей то или иное число неизвестных.

Наряду с указанными строгими методами расчета рядом авторов были предложены различные упрощенные методы, в которых влияние засыпки как среды, окружающей трубы, учитывается некоторым коэффициентом ζ_2, на который должны быть умножены изгибающие моменты в стенке трубы от действующих на нее нагрузок и опорной реакции. Выражения этих коэффициентов получились у разных авторов различными, в зависимости от тех или иных допущений относительно формы эпюры отпора грунта и направления реактивных усилий.

Однако во всех случаях окончательная формула для коэффициента ζ_2 может быть приведена к следующему общему виду:

$$\zeta_2 = \frac{1}{1+\frac{\lambda k r^4}{12 E_c I}} = \frac{1}{1+\frac{\lambda k r}{E_c}\left(\frac{r}{h}\right)^3}, \qquad \text{(IV.33)}$$

где k — коэффициент сопротивления грунта в *кг/см*^{3};
h — толщина стенки трубы;
r — средний радиус поперечного сечения трубы;
E_c — модуль упругости материала трубы;
I — момент инерции продольного сечения стенки трубы;

λ — числовой коэффициент, зависящий от формы эпюры и направления отпора грунта (рис. 75).

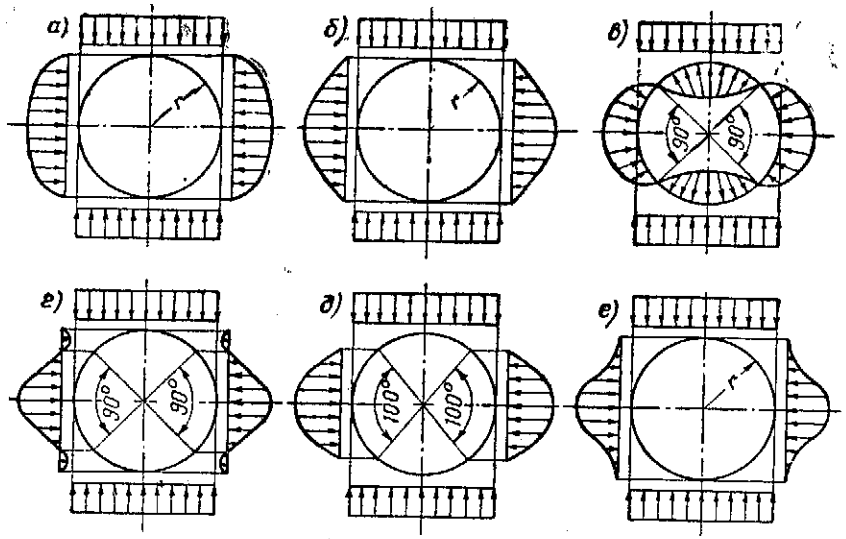


Рис. 75. Эпюры упругого отпора по предложению разных авторов

Величины коэффициентов λ, полученные разными авторами, приведены в табл. 22.

В настоящее время для практического расчета тонкостенных круглых труб, уложенных в земле, с учетом отпора грунта наиболее целесообразно пользоваться решением Л. М. Емельянова [18], соединяющим в себе строгость решений первой группы и простоту второй.

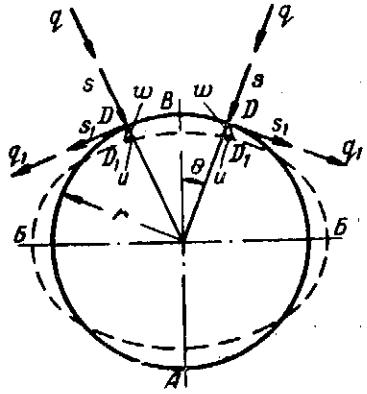


Рис. 76. Действие упругого отпора засыпки на гибкую трубу по Л. М. Емельянову

Давление грунта, окружающего гибкую трубу, разделяется на два слагающих (рис. 76):

а) давление на жесткую трубу, определяемое по формулам главы I; это давление разделяется на составляющие — нормальное (q) и касательное (q_1) к поверхности трубы;

б) дополнительное давление, обусловленное перемещением стенок трубы, которое в свою очередь также разделяется на нормальное (s) и касательное (s_1) составляющие, зависящие от ра-

Таблица 22

Значения коэффициентов λ в формуле (IV.33), полученные разными авторами

Автор	№ источников по списку литературы	Форма эпюры упругого отпора	Направление отпора	λ
А. М. Новиков	[30]	Эллипс (рис. 75, *а*)	Горизонтальное	0,935
К. А. Вахуркин Н. М. Виноградов В. С. Эристов	[13] [46]	Квадратная парабола (рис. 75, *б*)	То же	0,842
Л. И. Горелик	[11]	Подобна эпюре радиальных перемещений от равномерной вертикальной нагрузки (рис. 75, *в*)	Радиальное	1,333
Г. К. Клейн	[25]	Подобна эпюре горизонтальных составляющих перемещений от равномерной вертикальной нагрузки (рис. 75, *г*)	Горизонтальное	0,667
Шпанглер	[63]	Квадратная парабола по высоте боковых дуг с центральными углами 100° (рис. 75, *д*)	То же	0,732
Друккер	[13]	Кубическая парабола (рис. 75, *е*)	"	0,750
Л. М. Емельянов	[18]	Подобны эпюрам радиальных и тангенциальных перемещений от нагрузки (рис. 76)	Радиальное и тангенциальное	$1{,}333\left(1+\frac{k_1}{4k}\right)$

диальных и тангенциальных перемещений произвольной точки стенки трубы:

$$s = -kw; \quad s_1 = k_1 u, \tag{IV.34}$$

где k и k_1 — коэффициенты сопротивления грунта радиальному (w) и тангенциальному (u) перемещениям в *кг/см*³; при этом $0 \leqslant k_1 \leqslant k \operatorname{tg} \varphi_0$.

Положительными считаются радиальные перемещения, направленные к центру трубы, и тангенциальные перемещения — по движению часовой стрелки.

Интенсивность радиального и тангенциального активного давлений представляется в виде тригонометрических рядов:

$$\left.\begin{aligned} q &= 0{,}5\,a_0 + \sum_1^m (a_n \cos n\theta + b_n \sin n\theta); \\ q_1 &= 0{,}5\,d_0 + \sum_1^m n(c_n \sin n\theta + d_n \cos n\theta). \end{aligned}\right\} \tag{IV.35}$$

Совместное решение дифференциальных зависимостей (III.11) между внутренними усилиями кривого бруса и дифференциальных уравнений упругой линии (IV.I) приводит к одному дифференциальному уравнению шестого порядка:

$$\frac{d^6 w}{d\theta^6} + 2\frac{d^4 w}{d\theta^4} + \left(1 + \frac{kr^4}{E_c I}\right)\frac{d^2 w}{d\theta^2} - k_1 \frac{r^4}{E_c I} w = \frac{r^4}{E_c I}\left(\frac{d^2 q}{d\theta^2} - \frac{dq_1}{d\theta}\right). \tag{IV.36}$$

Частный интеграл этого дифференциального уравнения представляется в виде тригонометрического ряда:

$$w = \sum_1^m (A_n \cos n\theta + B_n \sin n\theta), \tag{IV.37}$$

где

$$\left.\begin{aligned} A_n &= \frac{r^4}{E_c I} \cdot \frac{a_n + c_n}{D_n}; \\ B_n &= \frac{r^4}{E_c I} \cdot \frac{b_n - d_n}{D_n}; \end{aligned}\right\} \tag{IV.38}$$

$$D_n = (n^2 - 1)^2 + \left(k + \frac{k_1}{n^2}\right)\frac{r^4}{E_c I}; \tag{IV.39}$$

n — коэффициенты при θ, которые должны быть целыми числами, кратными числу осей симметрии нагрузки;
m — наибольшее значение n;
a_n и b_n — параметры радиального давления;
c_n и d_n — параметры тангенциального давления.

Значения этих параметров приведены в табл. 23.

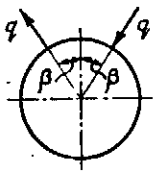
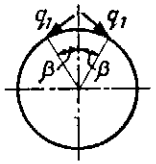
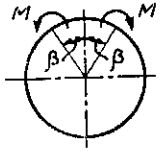
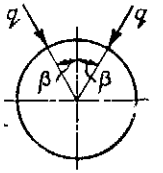
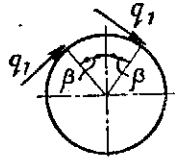
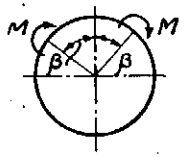
Для перемещений получаются следующие выражения:

$$w = \frac{r^4}{E_c I} \sum_1^m \frac{(a_n + c_n)\cos n\theta + (b_n - d_n)\sin n\theta}{D_n}; \tag{IV.40}$$

$$u = \frac{d_0}{2k_1} + \frac{r^4}{E_c I} \sum_1^m \frac{(a_n + c_n)\sin n\theta - (b_n - d_n)\cos n\theta}{nD_n}. \tag{IV.41}$$

Таблица 23

Параметры давления

Схема нагрузки	a_n	b_n	c_n	d_n
	$\frac{2q\cos n\beta}{\pi r}$	—	—	—
	—	—	$\frac{2q_1\sin n\beta}{\pi n r}$	—
	$-\frac{2nM\sin n\beta}{\pi r^2}$	—	—	—
	—	$\frac{2q\sin n\beta}{\pi r}$	—	—
	—	—	—	$\frac{2q_1\cos n\beta}{n\pi r}$
	—	$\frac{2nM\cos n\beta}{\pi r^2}$	—	—

После подстановки этих выражений в первое из дифференциальных уравнений (IV.1) находятся изгибающие моменты, а затем по уравнениям (III.11) поперечные и нормальные силы:

$$\left.\begin{aligned} M &= r^2\sum_1^m \frac{(n^2-1)\,[(a_n-c_n)\cos n\,\theta+(b_n-d_n)\sin n\,\theta]}{D_n};\\ Q &= r\sum_1^m \frac{n\,(n^2-1)[-(a_n+c_n)\sin n\theta+(b_n-d_n)\cos n\theta]}{D_n};\\ N &= qr-r\sum_1^m \frac{n^2(n^2-1)+\frac{kr^4}{E_c I}}{D_n}[(a_n+c_n)\cos n\,\theta+\\ &\quad+(b_n-d_n)\sin\theta]. \end{aligned}\right\} \qquad \text{(IV.42)}$$

Эти формулы позволяют произвести расчет трубы по несущей способности при любых нагрузках. При этом любая синусоидальная нагрузка с периодом 2π не вызывает изменения формы сечения трубы, так как при $n=1$ $M=0$ и $Q=0$.

При загружении трубы вертикальным и боковым давлениями, распределенными по прямоугольникам, радиальные и тангенциальные составляющие активного давления на жесткую трубу выражаются формулами:

$$\left.\begin{aligned} q &= q_в\left(\frac{1+\xi_0}{2}+\frac{1-\xi_0}{2}\cos 2\theta\right);\\ q_1 &= q_б\frac{1-\xi_0}{2}\sin 2\theta. \end{aligned}\right\} \qquad \text{(IV.43)}$$

Дополнительное радиальное давление от деформации гибкой трубы для $k_1=0$ равно:

$$s=-\frac{3}{4}q_в\frac{(1-\xi_0)\cos 2\theta}{1+\frac{9E_c I}{kr^4}}. \qquad \text{(IV.44)}$$

При этом отношение интенсивностей бокового и вертикального давлений будет:

$$\frac{q_б+s_б}{q_в+s_в}=\frac{3+\xi_0+36\frac{\xi_0 E_c I}{kr^4}}{1+3\xi_0+36\frac{\xi_0 E_c I}{kr^4}}. \qquad \text{(IV.45)}$$

Изгибающие моменты и нормальные силы в произвольном сечении стенки трубы выражаются формулами:

$$M = \frac{q_в r^2}{4} \cdot \frac{(1-\xi_0)\cos 2\theta}{1+(k+0{,}25k_1)\dfrac{r^4}{9E_c I}}. \qquad (IV.46)$$

$$N = q_в r\left[\frac{1+\xi_0}{2} + \frac{1-\xi_0}{2}\cdot\frac{4+(2k-k_1)\dfrac{r^4}{9E_c I}}{4+(4k+k_1)\dfrac{r^2}{9E_c I}}\cos 2\theta\right]. \qquad (IV.47)$$

Формула (IV.46) может быть представлена в следующем виде:

$$M = M^0\zeta_2, \qquad (IV.48)$$

где M^0 — изгибающий момент в стенке жесткой трубы от давления земли и давления поверхностной нагрузки;

$$\zeta_2 = \frac{1}{1+\dfrac{(k+0{,}25k_1)r^4}{9E_c I}} = \frac{1}{1+\dfrac{4(k+0{,}25k_1)r}{3E_c}\left(\dfrac{r}{h}\right)^3}. \qquad (IV.49)$$

Эта формула совпадает с формулой (IV.33) при коэффициенте

$$\lambda = \frac{4}{3}(k+0{,}25k_1).$$

При действии собственного веса трубы и давления жидкости, заключенной в ней, Л. М. Емельянов получил изгибающие моменты равными нулю. Однако при этом не учитывалось влияние основания под трубой; при учете этого влияния изгибающие моменты уже будут иметь место, и их приближенно (вследствие их второстепенного значения) можно определять путем умножения соответствующих изгибающих моментов в жесткой трубе на коэффициент (IV.49).

В табл. 24 сопоставлены результаты расчета различных труб по методу Л. М. Емельянова с результатами опытов AREA*, произведенных в 1925 г. При этом в расчете принято $\xi_0 = 0{,}333$.

Боковое давление возрастает с уменьшением жесткости трубы и при определенных условиях становится больше единицы. Этот экспериментально подтвержденный факт объясняется влиянием касательных составляющих давления грунта.

На рис. 77 изображены кривые зависимости наибольших напряжений в стенке стальной трубы от отношения $\frac{h}{r}$ для разных отношений $\frac{kr}{E_c}$. Графики построены для $\xi_0 = 1/3$, $\nu_c = 0{,}3$ и $k_1 = 0$.

* Американская ассоциация железнодорожных инженеров.

Таблица 24

Сопоставление результатов расчета с данными опытов

Тип трубы	Внутренний диаметр D_0 в *мм*	Толщина стенки h в *мм*	Высота волны гофра в *см*	Длина волны гофра в *см*	Погонный момент инерции I в $см^4/см$	$36\frac{E_c I}{r^4}$	Отношение $\xi_0 = q_б : q_в$: при $k=1$ *кг/см*³	при $k=0{,}2$ *кг/см*³	опытное
Гофрированная	1 220	3,6	1,3	7	0,084	0,42	1,43	0,98	1,20
То же	1 070	2,8	1,3	7	0,066	0,55	1,37	0,89	1,13
. . . . .	610	2,0	1,3	7	0,046	3,49	0,82	0,47	1,33
Чугунная . . .	1 070	—	—	—	—	—	0,33	0,33	0,23—0,26
Бетонная . . .	610	—	—	—	—	—	0,33	0,33	0,23

При малых значениях $\frac{h}{r}$ напряжения уменьшаются с увеличением h, при средних значениях $\frac{h}{r}$ напряжения возрастают с увеличением толщины стенки и, наконец, при больших отношениях $\frac{h}{r}$ зависимость опять меняется на обратную.

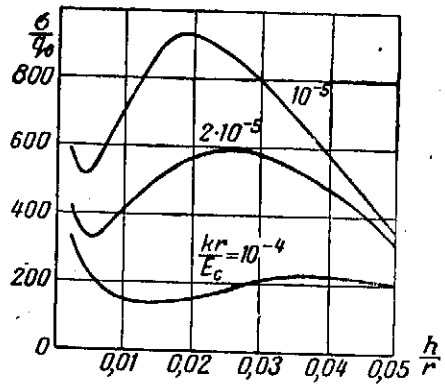


Рис. 77. Кривые зависимости наибольших напряжений в стенке стальной трубы от отношения $\frac{h}{r}$ для разных $\frac{kr}{E}$

Пример 16. Найти коэффициент уменьшения изгибающих моментов под влиянием отпора грунта для стальной трубы диаметром D_0=1 200 *мм* с толщиной стенки h=10 *мм*. Труба уложена в траншее шириной B=2,1 *м* в песчаном грунте с модулем деформации E_0=75 *кг/см*².

Толщина обжимаемого слоя

$$H_c = \frac{B-D_1}{2} = \frac{2{,}10-1{,}22}{2} = 0{,}44\ м = 44\ см.$$

Эквивалентный коэффициент постели

$$k = \frac{E_0}{H_c} = \frac{75}{44} = 1{,}7\ кг/см^3;$$

принимаем $k_1 = 0$.

Коэффициент уменьшения изгибающих моментов по формуле (III.49) с учетом цилиндрической жесткости

$$\zeta_2 = \frac{1}{1 + \frac{4kr}{3E_c}\left(\frac{r}{h}\right)^3\left(1-\nu_c^2\right)} = \frac{1}{1 + \frac{4 \cdot 1{,}7 \cdot 60{,}5}{3 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6}\left(\frac{60{,}5}{1{,}0}\right)^3 (1 - 0{,}25^2)} =$$

$$= \frac{1}{1 + 13{,}45} = 0{,}0692.$$

Результаты произведенных нами вычислений позволяют сделать следующие выводы.

1. Для бетонных труб влияние отпора засыпки на величину изгибающих моментов не превосходит 5% влияния нагрузок и может не учитываться.

2. Для железобетонных труб это влияние доходит при песчаной плотно утрамбованной засыпке до 25%, при глинистой засыпке составляет не более 4—5% и, так же как в случае бетонных труб, может не учитываться.

3. Для стальных гладких и гофрированных труб отпор грунта обусловливает весьма значительное уменьшение изгибающих моментов и не должен оставляться без внимания даже при глинистой засыпке. Однако следует иметь в виду, что гибкая труба может потерять устойчивость раньше, чем наступит опасное напряженное состояние.

Не следует забывать о том, что отпор грунта, снижая изгибающие моменты, приводит к увеличению нормальных сил, что является опасным с точки зрения устойчивости тонкостенной трубы.

При одновременном уменьшении изгибающих моментов под действием внутреннего равномерного давления и упругого отпора можно воспользоваться принципом независимости действия сил и перемножить коэффициенты ζ_1 и ζ_2. При этом окончательная формула для изгибающих моментов примет следующий вид:

$$M = \zeta_1 \zeta_2 M^0. \qquad \text{(IV.50)}$$

Ввиду того, что при учете пластических свойств материалов расчетный изгибающий момент получается путем выравнивания эпюры моментов, полученной для упругой стадии работы трубы, формулами (IV.29) и (IV.49) можно воспользоваться для вычисления коэффициентов ζ_1 и ζ_2 также и при расчете труб с учетом свойств пластичности материала.

5. Расчет сборных шарнирных труб

Сборные шарнирные железобетонные трубы предложены и применены в строительстве А. К. Годыной [10]. Их оригинальная идея заключается в том, что поперечное сечение трубы состоит из четырех квадрантов, шарнирно соединяемых друг с другом; геометрическая неизменяемость образованной системы обеспечивается отпором грунта, в котором уложена труба (рис. 78). Естественно, что качество засыпки и ее уплотнение должны быть

такими, чтобы была исключена возможность пучения грунта и ползучести его при длительном действии нагрузок на трубу. Особое внимание должно быть также обращено на гидроизоляцию трубы.

Дальнейшим развитием этой конструкции явилась замена совершенных шарниров несовершенными.

По подсчетам, произведенным А. К. Годыной, стоимость шарнирных труб, укладываемых в качестве водопропускных под автомобильными дорогами, в 3—4 раза ниже стоимости жестких труб, укладываемых на фундаментах, и почти в 2 раза ниже стоимости жестких круглых звеньевых труб.

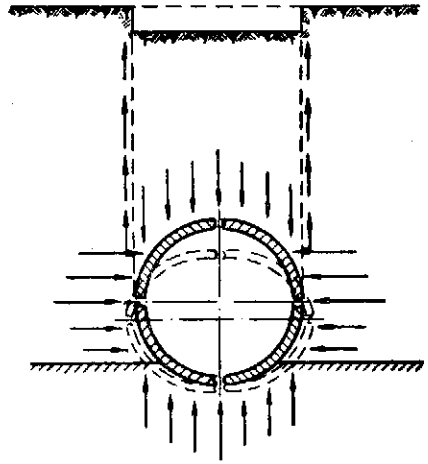


Рис. 78. Сборная шарнирная труба системы А. К. Годыны

При расчете шарнирных труб вертикальное давление от засыпки принимается равномерным и равным весу засыпки над трубой как при укладке в насыпи, так и при укладке в траншее. Боковое давление от засыпки и вертикальное давление от временной нагрузки определяются так же, как для жестких труб.

Для расчета шарнирных труб принимаем, что сами квадранты не деформируемы, а деформация поперечного сечения трубы происходит только за счет структурных перемещений системы в шарнирах. Принимаем также, что отпор грунта в каждой точке поверхности трубы пропорционален радиальной и тангенциальной составляющим перемещения и состоит из нормальной и касательной составляющих [1]:

$$s = -kw; \quad s_1 = -k_1 u.$$

Так как четырехшарнирное кольцо является однократно изменяемой системой, то его структурная деформация может быть выражена одним параметром — прогибом f. Кроме того, центр кольца может иметь перемещение Δ_0, направленное вниз.

Радиальная и тангенциальная составляющие полного перемещения любой точки стенки трубы могут быть выражены формулами (рис. 79):

$$\left.\begin{aligned} w &= \Delta_0 \cos\theta + 0{,}5 f \cos 2\theta, \\ u &= \Delta_0 \sin\theta + 0{,}5 f\left(\sqrt{2} - 1\right)\sin 2\theta. \end{aligned}\right\} \qquad \text{(IV.51)}$$

[1] Сам А. К. Годына предложил другой метод расчета, основанный на более произвольном допущении, что эпюра упругого отпора имеет вид треугольника.

Угол θ отсчитывается от верхнего конца вертикального диаметра.

Расчетная схема шарнирной трубы представлена на рис. 80,*а*. Условие равновесия полукольца (рис. 80,*б*):

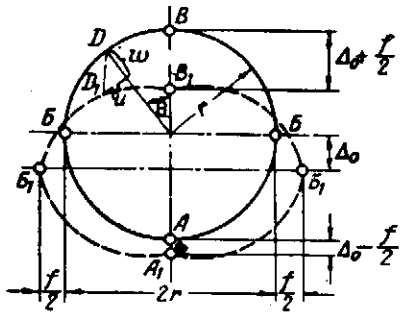


Рис. 79. Схема деформации шарнирной трубы

$$\sum M_A = 0;\ -2N_B r - \frac{q_в r^2}{2} + 2q_б r^2 + r^2 \int_0^\pi s \sin\theta\, d\theta - r^2 \int_0^\pi s_1 (1 + \cos\theta)\, d\theta = 0.$$

После интегрирования получаем такое уравнение:

$$-2N_B r - \frac{q_в r^2}{2} + 2q_б r^2 + 2k_1 \Delta_0 r^2 + \frac{fr^2}{3}\left[k + 2k_1 (\sqrt{2} - 1)\right]. \qquad \text{(IV.52)}$$

Условие равновесия верхнего квадранта:

$$\sum M_Б = 0;\ -N_B r + \frac{q_в r^2}{2} + \frac{q_б r^2}{2} + r^2 \int_0^{\pi/2} s \cos\theta d\theta - r^2 \int_0^{\pi/2} s_1 (1 - \sin\theta)\, d\theta = 0$$

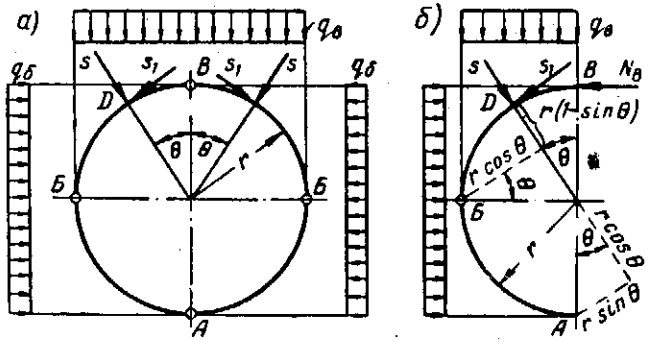


Рис. 80. Расчетная схема шарнирной трубы

или

$$-N_B r + \frac{q_в r^2}{2} + \frac{q_б r^2}{2} -$$

$$- \Delta_0 r^2 \left[\frac{\pi}{4} k + \left(\frac{\pi}{4} - 1\right) k_1\right] - \frac{fr^2}{6}\left[k - \sqrt{2} - 1) k_1\right] = 0. \qquad \text{(IV.53)}$$

Умножим это уравнение на -2 и сложим с уравнением (IV.52):

$$-\frac{3}{2} q_в r^2 + q_б r^2 + \frac{\pi}{2} \Delta_0 r^2 (k + k_1) + \frac{2}{3} r^2 f \left[k + \frac{k_1}{2}(\sqrt{2} - 1)\right] = 0. \qquad \text{(IV.54)}$$

Нормальную силу в сечении B найдет из уравнения (IV.53):

$$N_B = -\frac{q_в r}{4} + q_б r + k_1 \Delta_0 r + \frac{fr}{6}\left[k + 2k_1 (\sqrt{2} - 1)\right]. \qquad \text{(IV.55)}$$

Изгибающий момент в произвольном сечении трубы

$$M_\theta = -\frac{q_в r^2}{4}(1 - \cos\theta + 2\sin^2\theta) + \frac{q_б r^2}{2}\sin^2\theta + \frac{(k + k_1)\Delta_0 r^2}{2}\theta\sin\theta + \frac{fr^2 \sin^2\theta}{3}\left[k + \frac{k_1}{2}(\sqrt{2} - 1)\right]. \qquad \text{(IV.56)}$$

Если труба находится в однородной засыпке, то можно составить такое уравнение равновесия для всей трубы:

$$\sum Y = 0;\ -q_в r - r\int_0^\pi s \cos\theta\, d\theta - r\int_0^\pi s_1 \sin\theta d\theta = 0,$$

откуда

$$q_в = \frac{\pi}{2} \Delta_0 (k + k_1) \text{ или } \Delta_0 = \frac{2q_в}{\pi (k + k_1)}. \qquad \text{(IV.57)}$$

Подставив эту величину в уравнение (IV.54), найдем прогиб трубы:

$$f = \frac{3 (q_в - 2q_б)}{4\left[k + \frac{k_1}{2}(\sqrt{2} - 1)\right.}. \qquad \text{(IV.58)}$$

Поставив выражения Δ_0 и f в формулу (IV.56), получим:

$$M_\theta = -\frac{q_в r^2}{4}\left(1 + \sin^2\theta - \cos\theta - \frac{4\theta\sin\theta}{\pi}\right). \qquad \text{(IV.59)}$$

Приравнивая нулю производную этого выражения по θ, получаем:

$$\theta = \frac{\pi}{2}\sin\theta + \left(\frac{\pi}{4} - 1\right)\operatorname{tg}\theta,$$

откуда

$$\theta = 62°\ 55';\quad M_{макс} = 0{,}0227 q_в r^2. \qquad \text{(IV.60)}$$

Если труба оперта в нижней точке на плоское жесткое основание, то:

$$f = 2\Delta_0 = \frac{3q_в - 2q_б}{\left(\frac{\pi}{4} + \frac{2}{3}\right)k + \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\sqrt{2}-1}{3}\right)k_1}.$$

Если на трубу действуют равномерные нагрузки сверху, снизу и с боков, т. е. если деформация системы симметрична также и относительно горизонтального диаметра, то достаточно одного уравнения (IV.54), в которое следует подставить $\Delta_0 = 0$.

Тогда $$f = \frac{3(q_в - q_б)}{2\left[k + \frac{k_1}{2}\left(\sqrt{2}-1\right)\right]}; \quad M_0 = 0.$$

Полученные формулы дают возможность произвести расчет шарнирных труб как по первому, так и по второму предельному состоянию.

Шарниры сборных труб должны быть рассчитаны на смятие бетона.

Пример 17. Найти расчетные внутренние усилия в стенках сборной шарнирной трубы системы А. К. Годына ($D_0 = 600$ *мм*) при укладке ее в насыпи на глубине $H = 4$ *м*, если объемный вес засыпки $\gamma = 1{,}65$ *т/м*³.

Расчетная интенсивность вертикального и бокового давления засыпки составляет:

$$q_в = n\gamma H = 1{,}2 \cdot 1{,}65 \cdot 4 = 7{,}93 \ т/м^2;$$
$$q_б = \frac{1}{3} q_в = \frac{1}{3} \ 7{,}93 = 2{,}64 \ т/м^2.$$

Наибольший изгибающий момент в стенке трубы по формуле (IV.60) составляет

$$M_{макс} = 0{,}0227 q_в r^2 = 0{,}0227 \cdot 7{,}93 \cdot 0{,}33^2 = 0{,}02 \ тм.$$

При коэффициенте постели засыпки $k = 1$ *кг/см*³ прогиб стенки трубы по формуле (IV.58) равен

$$f = \frac{3(q_в - 2q_б)}{4k} = \frac{3}{4 \cdot 1}(0{,}793 - 2 \cdot 0{,}264) = 0{,}2 \ см.$$

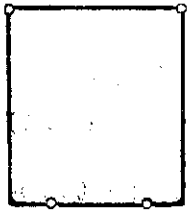


Рис. 81. Расчетная схема сборного коллектора прямоугольного поперечного сечения

В последнее время благодаря ряду своих преимуществ все большее распространение получают сборные железобетонные коллекторы прямоугольного поперечного сечения. Они состоят из четырех ребристых или безреберных блоков, стыки между которыми, даже если они замоноличены, при расчете обычно считаются шарнирными (рис. 81). Такая система сама по себе структурно изменяема и может сохранять равновесие лишь при симметричной нагрузке, а при несимметричной нагрузке только при условии, что конструкция находится в грунте, оказывающем сопротивление ее структурным перемещениям.

Расчет такой системы на действие симметричной нагрузки элементарно прост и сводится к расчету отдельных статически определимых прямых и Г-образных балок или балочных плит. Расчет сборных прямоугольных коллекторов на несимметричную нагрузку требует учета упругого отпора грунта подобно тому, как это было сделано выше при расчете шарнирных труб системы А. К. Годыны.

Находят применение также и двух- и трехсекционные сборные коллекторы.

6. Устойчивость стенки трубы

При образовании вакуума в трубе может произойти ее сплющивание равномерным внешним атмосферным давлением, т. е. потеря устойчивости первоначальной формы поперечного сечения

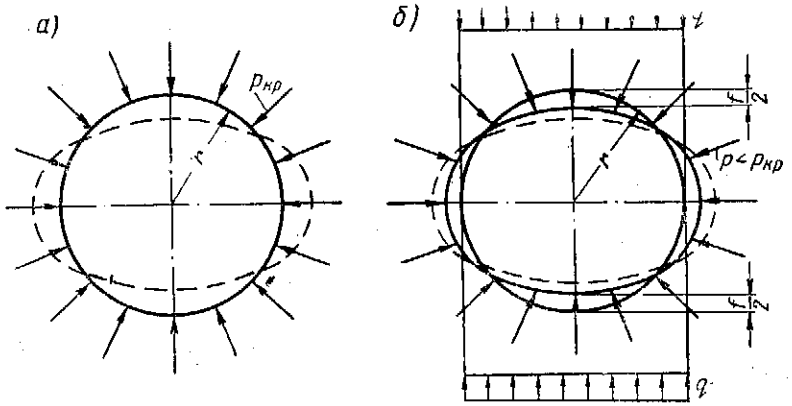


Рис. 82 Потеря поперечным сечением круглой трубы устойчивости первого и второго рода

трубы. Труба может также потерять устойчивость и при отсутствии вакуума от давления засыпки, которое при наличии большого упругого отпора близко к равномерному.

В теории устойчивости упругих систем для круговой трубы в упругой среде известна формула Е. Л. Николаи[1] для критического внешнего давления при потере устойчивости первого рода (рис. 82,*а*):

$$p_{кр} = \frac{(n^2-1)\ E_c I}{br^3} + \frac{rk}{n^2-1}, \qquad (IV.61)$$

где $E_c I$ — жесткость участка стенки трубы длиной b;
r — радиус срединной поверхности трубы;
k — коэффициент постели грунта;
n — целое число.

[1] Е. Л. Николаи, Труды по механике, Государственное издательство технико-теоретической литературы, М., 1955.

Если исключается возможность продольных деформаций трубы, то в знаменатель первого члена этой формулы должен быть введен множитель $(1-\nu_c^2)$, где ν_c — коэффициент Пуассона материала трубы.

Формула (IV.61) для $n=2$ справедлива при $\frac{r^4 c}{E_c I}<24$; при $k=0$ она переходит в известную формулу М. Леви:

$$P_{кр}=\frac{3E_c I}{br^3}. \qquad (IV.62)$$

При действии на трубу нагрузок, вызывающих не только сжатие, но и изгиб стенок (рис. 82,*б*), может произойти потеря устойчивости второго рода или, по терминологии Н. В. Корноухова, устойчивой прочности, вполне аналогичная явлению продольно-поперечного изгиба стержней. Потеря устойчивости второго рода может произойти как при наличии упругих, так и пластических деформаций, в зависимости от материала и размеров трубы.

При потере устойчивости второго рода форма равновесия в целом не меняется, но в критическом состоянии происходит резкое возрастание прогиба. Поверка стенки стального трубопровода кругового поперечного сечения на устойчивость второго рода сводится к подсчету изгибающего момента в опасных сечениях *A* и *B* трубы от внешнего атмосферного давления при вакууме. Этот изгибающий момент, возникающий в упругой стадии работы трубы от радиальной нагрузки на трубу, поперечное сечение которой под влиянием первоначальной эллиптичности или под действием других нагрузок отклонилось от круга, составляет[1]

$$M=\frac{prf}{2}\cdot\frac{1}{1-\frac{p}{p_{кр}}}, \qquad (IV.63)$$

где f — вертикальный прогиб от эллиптичности или от других нагрузок;

$p_{кр}$ — критическое равномерное давление по формуле (IV.61) или (IV.62);

p — расчетное равномерное давление.

[1] С. П. Тимошенко. Теория устойчивости упругих систем. Гостехиздат, 1946.

Глава V

РАБОТА ТРУБОПРОВОДА В ПРОДОЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ

1. Определение продольных усилий от нагрузок, приложенных на поверхности земли

До сих пор мы рассматривали работу труб в поперечном направлении, которая в большинстве случаев и определяет толщину их стенок. Однако не могут быть оставлены без рассмотрения усилия в направлении оси трубопровода, вызванные неравномерным давлением от сосредоточенных грузов, приложенных на поверхности земли, температурными воздействиями, давлением жидкости на поворотах трубопровода, сейсмическим воздействием или силами, прикладываемыми к трубопроводу при производстве работ.

Необходимым условием для возникновения всех этих усилий является достаточно большая длина звеньев труб или вообще отсутствие разделительных швов. Если длина звеньев не превышает 1 *м*, как это часто имеет место у бетонных, железобетонных, керамических и других труб, то рассчитывать трубопровод в продольном направлении не надо. Если такой трубопровод лежит на сплошной подушке, то возникает необходимость расчета этой подушки.

Вопрос о расчете труб в продольном направлении на действие неравномерной нагрузки до последнего времени редко возникал. Это следует объяснить, повидимому, тем, что он имел явно второстепенное значение по сравнению с расчетом в поперечном направлении.

В связи с большим увеличением веса транспортных средств и с удлинением звеньев укладываемых труб работа их в продольном направлении уже не может быть оставлена без рассмотрения, так как сосредоточенные нагрузки могут послужить причиной возникновения в трубах значительных внутренних усилий.

В этом случае звено трубы, в зависимости от его длины, может рассматриваться как короткая или как бесконечно длинная балка на сплошном основании, находящаяся под действием неравномерной нагрузки в виде давления, передающегося от транс-

портных грузов через засыпку. Когда эпюра нагрузки ограничена сложной кривой, ее приходится заменять отдельными неодинаковыми по величине сосредоточенными грузами, поставленными на равных расстояниях один от другого (рис. 83).

Необходимые для расчета момент инерции и момент сопротивления однородного кольцевого поперечного сечения тонкостенной трубы могут быть найдены по формулам:

$$I = \pi r^3 h; \qquad (V.1)$$

$$W = \pi r^2 h, \qquad (V.2)$$

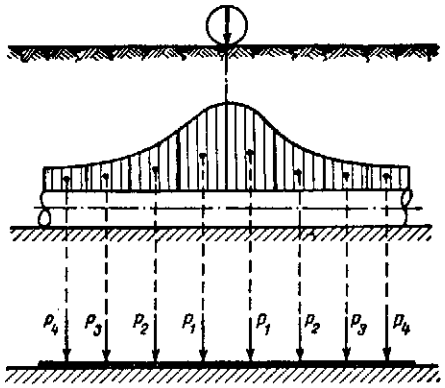


Рис. 83. Схема для расчета круглой трубы в продольном направлении на нагрузку, приложенную на поверхности земли

где r — средний радиус поперечного сечения трубы;

h — толщина стенки трубы.

Пластический момент сопротивления кольцевого сечения в 1,27 раза более упругого.

При расчете по теории упругого полупространства наиболее целесообразно пользоваться методами, разработанными проф. Б. Н. Жемочкиным или д-ром. техн. наук М. И. Горбуновым-Посадовым; при расчете на основе гипотезы местных осадок (гипотеза Фусса—Виклера), что вполне уместно в отношении несвязных грунтов,—методом проф. П. Л. Пастернака или методом начальных параметров в форме, приданной ему проф. А. А. Уманским. Возрастание плотности грунта с глубиной и наличие, кроме основания под трубой, еще верхнего и бокового «основания» в виде засыпки может быть учтено значительным (до 100%) повышением расчетного значения модуля деформации или коэффициента постели грунта.

Так как в остальном расчет трубопровода или фундамента под него ничем не отличается от расчета фундаментных балок на сплошном основании, то мы отсылаем читателя к указанным выше работам.

2. Температурные воздействия

При значительной длине прямолинейного трубопровода любой средний участок его может рассматриваться как брус с заделанными концами. Если замыкание трубопровода было осуществлено при температуре t_0, то при понижении температуры до t_1 градусов в трубопроводе возникает осевое растягивающее усилие:

$$N = 2\pi r h E_c \alpha (t_0 - t_1), \qquad (V.3)$$

где h — толщина стенки трубопровода;

E_c — модуль упругости материала, из которого изготовлен трубопровод;

α — коэффициент линейного температурного расширения материала трубопровода; для стали $\alpha = 0{,}0000112$.

Так как для сварных швов наиболее опасными являются растягивающие напряжения, а не сжимающие, то не рекомендуется производить замыкание трубопровода при высокой температуре воздуха.

Пример 18. Определить расчетные осевые температурные напряжения в стальном трубопроводе при понижении температуры на 20°С. Принимаем $E_c = 2{,}1 \cdot 10^6$ *кг/см²*; $\alpha = 0{,}0000112$; $t_0 - t_1 = 20°$. Коэффициент перегрузки $n = 1{,}1$. Пользуясь формулой (V.3), находим

$$\sigma = n E_c \alpha (t_0 - t_1) = 1{,}1 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 1{,}12^{-5} \cdot 20 = 518 \text{ кг/см}^2.$$

На криволинейных участках трубопровода и на прилегающих к ним прямолинейных участках осевые растягивающие усилия уменьшаются вследствие перемещений трубопровода в грунте, но зато возникают изгибающие моменты. В результате наибольшие суммарные напряжения могут оказываться на криволинейных участках более высокими, чем на прямолинейных. По подсчетам С. В. Виноградова [1], эти напряжения в сильной степени зависят от величины угла поворота и для трубопровода диаметром 325 *мм* с радиусом закругления 10 *м* достигают наибольшей величины 954 *кг/см²* при угле поворота 10°. При углах же поворота 60 — 90° температурные напряжения заметно снижаются в пределах, ближайших к криволинейному участку — 15—30 *м*.

3. Давление жидкости на поворотах напорных трубопроводов

При всяком изменении направления оси напорного трубопровода в нем возникает продольное растягивающее усилие (рис. 84), равное:

$$N = \frac{\pi D_0^2}{4} p_0, \qquad (V.4)$$

где p_0 — расчетное внутреннее давление в трубопроводе;

D_0 — внутренний диаметр трубопровода.

Если сам трубопровод не может воспринять этого усилия (при наличии компенсаторов или стыков, не способных работать на растяжение,

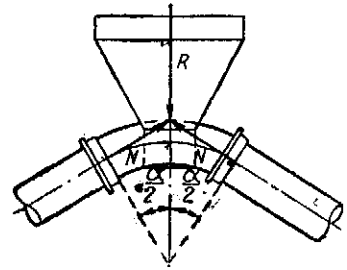


Рис. 84. Усилия от давления жидкости на повороте напорного трубопровода

[1] С. В. Виноградов, Особенности работы подземных газопроводных труб на закруглениях, Сб. ВНИИГаза, Гостоптехиздат, 1951.

например в чугунных трубах), то необходимо устройство упоров, рассчитываемых на усилие, действующее по биссектрисе угла поворота и равное:

$$R = 2N \sin \frac{\alpha}{2} = \frac{\pi D_0^2 p_0}{4} \sin \frac{\alpha}{2}, \qquad (V.5)$$

где α — угол поворота трубопровода в горизонтальной или вертикальной плоскости.

4. Усилия, возникающие в трубопроводе при сейсмическом воздействии

В результате анализа большого фактического материала о поведении подземных трубопроводов при землетрясениях Р. М. Мукурдумовым [29] было установлено, что трубы при землетрясениях повреждаются в результате осевого растяжения, которое проявляется особенно интенсивно при совпадении направления оси трубопровода с направлением распространения сейсмических волн.

Если считать трубопровод полностью защемленным в грунте, то волна сжатия будет распространяться вдоль трубопровода со скоростью сейсмической волны v и по истечении промежутка времени t часть трубопровода длиной $l=vt$ будет сжата и укоротится на величину

$$\Delta l = \frac{\sigma}{E_c} vt,$$

где σ — сжимающее напряжение;
E_c — модуль упругости материала трубопровода.

Скорость перемещения сечений сжатой зоны

$$V = \frac{\Delta l}{t} = \frac{\sigma v}{E_c}.$$

Искомое напряжение при землетрясении, которое затем становится растягивающим, составляет

$$\sigma = V \frac{E_c}{v}. \qquad (V.6)$$

При синусоидальном характере сейсмических колебаний согласно уравнению:

$$x = A_0 \sin \frac{2\pi}{T} t, \qquad (V.7)$$

где A_0 — амплитуда колебаний;
T — период колебаний;

скорость и ускорение этих колебаний равны:

$$V = \frac{dx}{dt} = A_0 \frac{2\pi}{T} \cos \frac{2\pi}{T} t; \qquad (V.8)$$

$$j = \frac{d^2 x}{dt^2} = -A_0 \frac{4\pi}{T^2} \sin \frac{2\pi}{T} t. \qquad (V.9)$$

Наибольшие значения ускорения и скорости:

$$j_{макс} = -A_0 \frac{4\pi^2}{T^2} = kg, \qquad (V.10)$$

$$V_{макс} = -kg \frac{T}{2\pi}, \qquad (V.11)$$

где k — сейсмический коэффициент, принимаемый равным:

для района	VII баллов	0,025
„ „	VIII „	0,05
„ „	IX „	0,10

g — ускорение силы тяжести (981 *см/сек*²).

Подставляя в формулу (V.6) наибольшее значение скорости и вводя коэффициент защемления трубопровода в грунте m и коэффициент затухания n, получаем:

$$\sigma = mnkg \frac{T}{2\pi} \frac{E_c}{v}. \qquad (V.12)$$

В практических расчетах коэффициенты m и n могут быть приняты равными единице.

В табл. 25, составленной Р. М. Мукурдумовым для землетрясения в IX баллов, приведены подсчитанные по формуле (V.12) напряжения в трубопроводах из различных материалов для различных условий.

Таблица 25

Осевые напряжения в трубах при сейсмическом воздействии

Категория грунта	Грунты	Скорость распространения сейсмических волн v в *км/сек*	Растягивающие напряжения σ в *кг/см*² в трубах			
			стальных	чугунных	железобетонных	асбестоцементных
I	Граниты	5,6	59	28	6	6
II	Известняки и песчаники	4,5—2,5	73—131	35—62	7—13	7—13
III	Гипсы и мергели .	3,0—1,7	110—193	52—92	11—19	10—18
IV	Щебень, галька, гравий	2,1—0,9	157—366	74—173	16—37	15—35
V	Песчаные грунты .	1,6—0,6	206—550	97—260	21—55	20—52
VI	Глинистые .	1,5—0,6	220—550	104—260	22—55	21—52
VII	Насыпные, рыхлые грунты	0,6—0,2	550—1650	260—780	55—165	52—156

Наиболее неблагоприятными с сейсмической точки зрения являются рыхлые грунты, насыщенные водой. Глубина заложения труб, по исследованиям Р. М. Мукурдумова, почти никакого значения не имеет. Особенно подвержены разрывам трубопроводы, жестко заделанные в теле различных сооружений, а также трубопроводы с жесткими стыковыми соединениями. Применение трубопроводов из различных материалов регламентируется Техническими условиями проектирования зданий и сооружений для сейсмических районов (ТУ-58-48). В частности канализационные трубопроводы в районах с сейсмичностью IX баллов допускается выполнять напорные — из стальных и чугунных труб; безнапорные — из чугунных и железобетонных труб.

5. Усилия, возникающие в трубопроводе в процессе его укладки открытым способом [1]

Подъем и перевозка секций трубопровода. При подъеме секций трубопроводов длиной 20—40 *м* и более и при их развозке на автомашинах или тракторах с прицепами возникают напряжения от изгиба под действием собственного веса трубы. Величина этих напряжений зависит от мест захвата или опирания секции трубы при подъеме и перевозке.

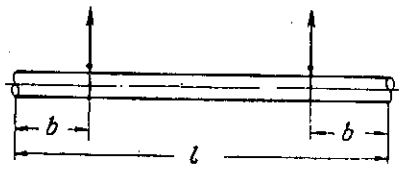


Рис. 85. Схема захвата трубы в двух сечениях при подъеме

Наиболее опасным является захват (или опирание) посредине или по концам секции. В обоих случаях расчетный наибольший изгибающий момент составляет:

$$M_{\text{расч}} = 0{,}125\,\mu q l^2, \qquad \text{(V.13)}$$

где q — расчетный вес 1 *м* трубы;
l — длина секции;
μ — динамический коэффициент, принимаемый равным 2.

Расчетный изгибающий момент может быть уменьшен почти в 6 раз при захвате секции трубы в двух сечениях, расположенных от концов на расстояниях b=0,207 (рис. 85). При этом наибольшие изгибающие моменты (посредине пролета и на опорах) будут равны:

$$M_{\text{расч}} = 0{,}0214\,\mu q l^2. \qquad \text{(V.14)}$$

Несущая способность трубопровода на изгиб составляет:

$$M_{\text{пр}} = mRW, \qquad \text{(V.15)}$$

[1] Этот вопрос исследован И. П. Петровым (ВНИИСтройнефть) [34].

где m — коэффициент условий работы поднимаемой трубы, который может быть принят равным 1,0;
R — расчетное сопротивление материала трубы или сварного соединения, если последнее ниже;
W — момент сопротивления кольцевого поперечного сечения трубы, определяемый по формуле (V.2).

Максимально допустимая длина поднимаемых секций не зависит от толщины стенки трубопровода и составляет:

$$l_{\text{макс}} = 4{,}83\sqrt{\frac{mRr}{\mu\gamma_c}}. \qquad \text{(V.16)}$$

Для стального трубопровода при m=1, R=2 100 *кг/см*², μ = =2 и λ = 0,00785 *кг/см*³ получается такое простое соотношение:

$$l_{\text{макс}} = 1\,250\sqrt{D}\ \text{см}. \qquad \text{(V.17)}$$

Подъем и выгибание сваренного стального трубопровода при укладке. При подъеме для очистки, изоляции и опускания в траншею плетей стального трубопровода (т. е. участков, сваренных из отдельных секций и имеющих длину до нескольких километров) кранами-трубоукладчиками (рис. 86,*а*) в трубопроводе возникают изгибающие моменты, для определения которых приподнятый участок трубопровода рассматривается как балка, свободно лежащая на двух опорах под действием равномерной нагрузки q от собственного веса и сосредоточенного посредине приподнятого участка подъемного усилия крана X (рис. 86,*б*).

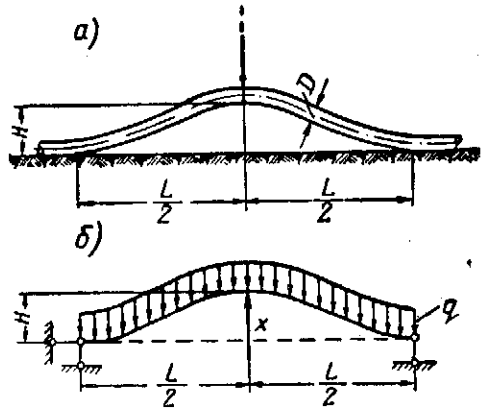


Рис. 86. Схема для расчета трубопровода при его подъеме одним трубоукладчиком

На концах приподнятого участка углы поворота сечений и кривизна оси трубопровода, а следовательно, и изгибающие моменты равны нулю, посредине же пролета прогиб равен высоте подъема H. Поэтому можно составить следующие уравнения:

$$-\frac{qL^3}{24E_c I} + \frac{XL^2}{16E_c I} = 0;$$

$$-\frac{5qL^4}{384E_c I} + \frac{XL^3}{48E_c I} = H.$$

Из первого уравнения находится требуемое усилие на крюке крана:

$$X = \frac{2}{3} qL. \qquad (V.18)$$

После подстановки этого выражения во второе уравнение определяется длина приподнятого участка трубопровода:

$$L = 5{,}83 \sqrt[4]{\frac{E_c I H}{q}} = 442 \sqrt[4]{D^2 H} \ см. \qquad (V.19)$$

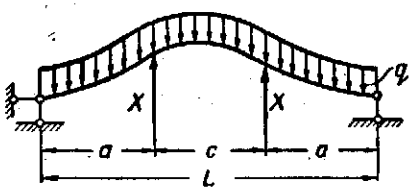


Рис. 87. Схема для расчета трубопровода при его подъеме двумя трубоукладчиками

Наибольший изгибающий момент будет посредине приподнятого участка. Он составляет

$$M = \frac{XL}{4} - \frac{qL^2}{8} = \frac{2qL^2}{3 \cdot 4} - \frac{qL^2}{8} = \frac{qL^2}{24}. \qquad (V\ 20)$$

Точно так же решается задача при симметричном подъеме участка трубопровода двумя трубоукладчиками (рис. 87). В этом случае:

$$X = \frac{q(2a + c)}{12a(a + c)}; \qquad (V.21)$$

$$H = \frac{qa^2(a^3 + 3a^2 c - c^3)}{72(a + c) E_c I}. \qquad (V.22)$$

Из последнего уравнения может быть определена величина a при заданном расстоянии между кранами c и высоте подъема H.

И. П. Петровым [34] рассмотрены также случаи, когда условные опоры трубопровода находятся на разных уровнях и когда на трубопровод действует вес одной или двух движущихся по нему трубоочистительных машин.

Выгибание в пределах упругости трубопровода в местах поворота трассы и переломов профиля приводит к появлению изгибающего момента:

$$M = \frac{E_c I}{\rho}, \qquad (V.23)$$

где ρ — радиус кривизны изогнутой оси трубопровода.

Наибольшие продольные напряжения в стенке трубы от этого момента составляют:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{E_c \pi r^3 h}{\rho \pi r^2 h} = \frac{E_c r}{\rho} = \frac{E_c D}{2\rho}. \qquad (V.24)$$

Пример 19. Определить длину приподнятого трубоукладчиком на высоту $H = 50$ *см* участка стального трубопровода диаметром $D = 600$ *мм* с толщиной стенки $h = 6$ *мм*, а также возникающий в нем при этом изгибающий момент.

Длина приподнятого участка по формуле (V.19):

$$L = 442 \sqrt[4]{D^2 H} = 442 \sqrt[4]{60^2 \cdot 50} = 9100 \ см = 91 \ м.$$

Расчетный изгибающий момент по формуле (V.20) с введением коэффициента перегрузки $n = 1{,}1$:

$$M_{расч} = \frac{nqL^2}{24} = \frac{n\gamma_c \pi D h L^2}{24} =$$

$$= \frac{1{,}1 \cdot 0{,}00785 \cdot 3{,}14 \cdot 60 \cdot 0{,}6 \cdot 9\,100^2}{24} = 3\,250\,000 \ кгсм = 32{,}5 \ тм.$$

6. Усилия, возникающие в трубопроводе при закрытых проходках

Усилие N, требуемое для продавливания или прокалывания трубопровода, складывается из усилия T, необходимого для преодоления силы трения трубы о грунт, и из усилия S, необходимо-

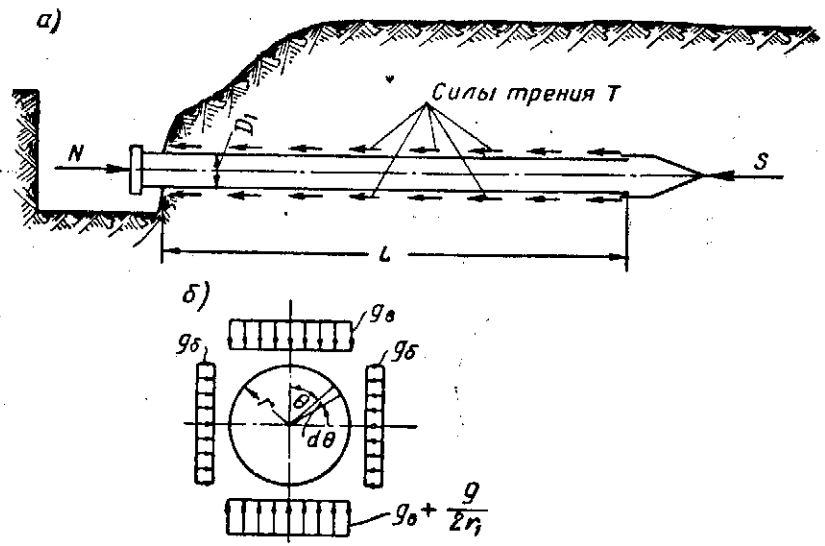


Рис. 88. Схема проталкивания трубы и возникающих при этом сил сопротивления

го для преодоления лобового сопротивления грунта проникновению в него головного звена трубы (рис. 88,*а*). Если принять, что сила трения распределена равномерно по длине всего проталкиваемого участка трубопровода длиной L и в каждой точке пропорциональна величине нормального давления и коэффициенту

трения f, то взяв, как это было сделано в п. 4 главы II, нагрузку на трубу, распределенную равномерно по горизонтальной и вертикальной проекциям трубы, можно определить силу трения с учетом веса самой трубы (рис. 88,б):

$$T = \frac{4nfr_1 LG_в}{2}\int_0^{\pi/2}[(1+\xi)+(1-\xi)\cos 2\theta]\,d\theta +$$

$$+\frac{2nfr_1 LG_c}{D_1}\int_0^{\pi/2}\cos^2\theta d\theta = \frac{n\pi}{4}fL\,[2(1+\xi)\,G_в + G_c], \qquad (V.25)$$

где $\xi = \frac{g_б}{g_в}$ — отношение между интенсивностями бокового и вертикального давлений;

G_c — вес 1 $м$ трубы;

$G_в$ — полное вертикальное давление на трубу, определяемое по формулам, приведенным в § 6.

Для покрытия неточностей, связанных с выбором коэффициента трения, а также для учета случайных местных препятствий в формулу (V.25) следует вводить коэффициент перегрузки n не менее 1,5—2,0.

Для практических расчетов в настоящее время пользуются следующими значениями коэффициентов трения [33]:

для насыщенной водой глины	$f = 0{,}25$
маловлажной глины	$f = 0{,}30$
маловлажного суглинка	$f = 0{,}40$
песка и гравия	$f = 0{,}50$

Необходимо иметь в виду, что коэффициент трения стали о грунт не является величиной постоянной, а, как показывают исследования Ю. А. Ветрова[1], зависит от влажности грунта, нормального давления на него и от его структуры. В обычных для практики пределах изменения влажности коэффициент трения f меняется в два и более раз. Меньшее влияние оказывает нормальное давление, изменение которого вызывает изменение коэффициента трения в среднем на 14%. Коэффициент трения о грунты нарушенной структуры составляет примерно $^2/_3$ коэффициента трения о грунт ненарушенной структуры.

Для грунтов ненарушенной структуры Ю. В. Ветров на основании проведенных им опытов получил такую формулу:

$$f = f_0 - \frac{\ln w}{A}, \qquad (V.26)$$

[1] Ю. А. Ветров, Коэффициент трения стали по грунтам, Сб. научных трудов КИСИ, Гос. изд. техн. литературы Украины, 1951.

где w — весовая влажность грунта в процентах;

f_0 и A — постоянные параметры, имеющие следующие значения (соответственно): для слабых песчаников на глинистом цементе 1,15 и 3,98; для суглинков 1,01 и 4,08; для глины 0,95 и 5,33.

Более правильными следует считать определения усилия, необходимого для преодоления силы трения трубы о грунт, исходя из величины τ удельной силы трения, которая по данным практики опускания колодцев и кессонов составляет: в песке 1,2—2,5 $т/м^2$, в гравии 1,5—3 $т/м^2$, в глине 2,5—5 $т/м^2$.

При этом полная расчетная сила трения выражается формулой:

$$T = \tau\pi D_1 L. \qquad (V.27)$$

При прокалывании величина удельной силы трения зависит от степени создаваемого уплотнения грунта. Ценные результаты в этом направлении получены в «Мосподземпроекте» А. П. Шальновым.

Лобовое сопротивление грунта зависит от его физико-механических свойств и от способа проходки.

Если применяется способ врезания грунта по контуру ножевой части, то удельное лобовое сопротивление грунта можно определять по пределу прочности грунта или по сопротивлению его резанию. Следует иметь в виду, что при значительной длине проходки лобовое сопротивление имеет небольшую величину по сравнению с сопротивлением от трения.

Пример 20. Определить усилие, требуемое для проталкивания стального трубопровода диаметром $D_0 = 600$ *мм* с толщиной стенки $h = 7$ *мм* на протяжении $L = 60$ *м* в сухом глинистом грунте.

Принимаем удельную силу трения $\tau = 2{,}5$ $т/м^2$. По формуле (V.27) находим сопротивление от трения:

$$T = \pi\tau D_1 L = 3{,}14 \cdot 2{,}5 \cdot 0{,}614 \cdot 0{,}6 = 288\ т.$$

Удельное лобовое сопротивление $R_л$ принимается равным учетверенному расчетному сопротивлению R грунта: $R_л = 4R = 4 \cdot 5 = 20$ $кг/см^2$:

$$S = n\pi DhR_л = 2 \cdot 3{,}14 \cdot 0{,}6 \cdot 0{,}007 \cdot 200 = 5{,}3\ т.$$

Полное усилие, требуемое для проталкивания трубы, составляет

$$N = T + S = 288 + 5{,}3 = 293{,}3\ т.$$

Необходимо иметь в виду, что приведенные выше, а также и другие формулы для определения сил сопротивления грунта при проталкивании трубопровода не всегда обеспечивают достаточную точность расчета. Это объясняется тем, что еще недостаточно выявлена и изучена картина явлений, возникающих при проталкивании. В этом направлении еще требуется большая исследовательская работа.

7. Расчет трубопровода как пространственной замкнутой оболочки

Труба представляет собой длинную замкнутую цилиндрическую оболочку. Расчет ее может быть произведен по методу чл.-корр. АН СССР В. З. Власова на основе следующих допущений:

а) продольные изгибающие моменты M_1 и соответствующие им поперечные силы Q_1, а также крутящие моменты по малости не учитываются;

б) в поперечном направлении оболочка принимается нерастяжимой и способной воспринимать как нормальные силы N_2, так и изгибающие моменты M_2;

в) деформации сдвига принимаются равными нулю.

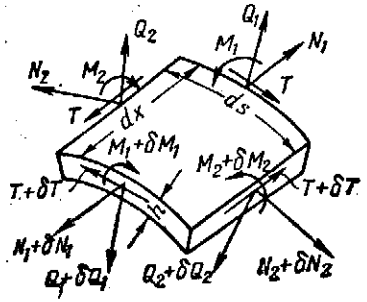


Рис. 89. Элемент, выделенный из оболочки трубы

Выделим из стенки трубы бесконечно малый элемент $dxds$ (рис. 89) — он находится под действием внутренних сил, заменяющих отброшенную часть оболочки и показанных на рис. 89.

Дифференциальные уравнения равновесия, полученные В. З. Власовым для изотропной оболочки, имеют следующий вид:

$$\left.\begin{aligned} \frac{m\partial^2\varphi}{\partial\xi^2}+\frac{\partial^2}{\partial\theta^2}\left(\psi+\frac{\partial^2\psi}{\partial\theta^2}\right)+F(\xi\theta)(\xi_1\theta)=0;\\ \frac{\partial^2}{\partial\theta^2}\left(\varphi+\frac{\partial^2\varphi}{\partial\theta^2}\right)-m\frac{\partial^2\psi}{\partial\xi^2}=0. \end{aligned}\right\} \qquad (V.28)$$

Здесь $\varphi(\xi,\theta)$ и $\psi(\xi,\theta)$ (ξ,θ) — вспомогательные функции, пропорциональные продольному нормальному усилию N_1 и поперечному изгибающему моменту M_2.

При этом:

$$\left.\begin{aligned} \varphi(\xi,\theta)=\frac{1}{m}N_1(\xi,\theta)(\xi_1\theta),\\ \psi(\xi,\theta)=\frac{1}{r}M_2(\xi,\theta)(\xi_1,\theta). \end{aligned}\right\} \qquad (V.29)$$

Функция, характеризующая нагрузку, выражается так:

$$F=(\xi,\theta)=r\left(\frac{\partial\bar{X}}{\partial\xi}-\frac{\partial\bar{Y}}{\partial\theta}+\frac{\partial^2\bar{Z}}{\partial\theta^2}\right), \qquad (V.30)$$

где $\bar{X}$, $\bar{Y}$, $\bar{Z}$ — составляющие нагрузки по направлению образующей, по направлению касательной к дуге и по внутренней нормали к элементу;

$\xi=\frac{x}{r}$; $\theta=\frac{s}{r}$ — относительные цилиндрические координаты;

x — расстояние по образующей от среднего поперечного сечения оболочки до рассматриваемого сечения;

s — длина дуги от начала цилиндрических координат до конца подвижного радиуса;

r — радиус срединной поверхности трубы.

Геометрические характеристики оболочки выражаются формулами:

$$\left.\begin{aligned} m=\frac{2\sqrt{3}r}{h},\\ k=\frac{\pi r}{l}; \end{aligned}\right\} \qquad (V.31)$$

здесь l — пролет (длина) трубы;

h — толщина ее стенки.

Для получения основных дифференциальных уравнений оболочки рассматриваются ее деформации:

продольные линейные $e_1=\frac{N_1}{E_c h}$;

угловые $\varkappa=-\frac{12M_2}{c^3E_c h^3}$, где c — отношение приведенной толщины оболочки в поперечном направлении к толщине действительной:

$$c=\frac{h_{\text{пр}}}{h}=\frac{\sqrt[3]{12\frac{I}{b}}}{h}. \qquad (V.32)$$

Здесь I — момент инерции сечения кольца жесткости вместе с частью стенки, равной расстоянию b между кольцами жесткости. При отсутствии колец жесткости $c=1$. Дифференциальные уравнения (V.29) принимают следующий вид:

$$m\frac{\partial^2\varphi}{\partial\xi^2}+\frac{\partial^2}{\partial\theta^2}\left(\psi+\frac{\partial^2\psi}{\partial\theta^2}\right)+F(\xi,\theta)=0;$$

$$\frac{\partial^2}{\partial\theta^2}\left(\varphi+\frac{\partial^2\varphi}{\partial\theta^2}\right)-\frac{m}{c^3}\frac{\partial^2\psi}{\partial\xi^2}=0. \qquad (V.33)$$

Если считать опорные сечения трубы, недеформируемыми в своей плоскости и не имеющими жесткости из своей плоскости, то граничные условия на торцах трубы будут следующие:

$$N_1 = 0 \text{ и } M_2 = 0;$$

или соответственно:

$$\varphi(\xi, \theta) = 0 \text{ и } \psi = (\xi, \theta) = 0.$$

Функции $\varphi(\xi,\theta)$ и $\psi(\xi,\theta)$ можно выразить в виде произведения двух функций, из которых одна зависит только от ξ, а другая только от θ:

$$\left.\begin{aligned} \varphi(\xi,\theta) &= \bar{\varphi}(\theta)\cos k\xi; \\ \psi(\xi,\theta) &= \bar{\psi}(\theta)\cos k\xi. \end{aligned}\right\} \qquad \text{(V.34)}$$

При $x = \frac{l}{2}$, т. е. на торцах трубы, граничные условия оказываются удовлетворенными, так как:

$$k\xi = \frac{\pi r}{l} \cdot \frac{l}{2r} = \frac{\pi}{2} \text{ и } \cos k\xi = 0.$$

Уравнения (V.33) после сокращения на $\cos k\,\xi$ примут вид:

$$\left.\begin{aligned} mk^2\bar{\varphi}(\theta) - \bar{\psi}''(\theta) - \bar{\psi}^{IV}(\theta) - F(\theta) &= 0, \\ \bar{\varphi}''(\theta) + \bar{\varphi}^{IV}(\theta) + \frac{mk^2}{c^3}\bar{\psi}(\theta) &= 0. \end{aligned}\right\} \qquad \text{(V.35)}$$

Нагрузка в продольном направлении раскладывается в тригонометрический ряд, из которого сохраняется только первый член, что обеспечивает точность определения усилий в среднем сечении не менее 3%.

В поперечном направлении нагрузка также раскладывается в тригонометрические ряды по длине окружности:

$$\bar{Z} = \frac{a_0}{2} + \sum_{n=1}^{\infty} a_n \cos n\theta,$$

$$\bar{U} = \frac{b_0}{2} + \sum_{n=1}^{\infty} b_n \cos n\theta.$$

Функция $F(\xi,\theta)$ при отсутствии продольной составляющей нагрузки принимает вид:

$$F = -r\sum_{n=1}^{\infty} n^2\left(a_n + \frac{b_n}{n}\right)\cos n\theta. \qquad \text{(V.36)}$$

Вспомогательные функции φ и ψ можно также разложить в ряды:

$$\left.\begin{aligned} \bar{\varphi} &= \frac{A_0}{2} + \sum_{n=1}^{\infty} A_n \cos n\theta, \\ \bar{\psi} &= \frac{B_0}{2} + \sum_{n=1}^{\infty} B_n \cos n\theta. \end{aligned}\right\} \qquad \text{(V.37)}$$

После определения вторых и четвертых производных функций $\bar{\varphi}$ и $\bar{\psi}$ и подстановки значений $F, \bar{\varphi}, \bar{\varphi}'', \varphi^{IV}$ и $\bar{\psi}, \bar{\psi}'', \psi^{IV}$ в уравнения (V.35) и после их совместного решения находятся $A_0 = B_0 = 0$. При радиальной нагрузке $\bar{Y} = 0$.

Тогда:

$$\left.\begin{aligned} A_n &= -\frac{rmk^2n^2}{m^2k^4 + c^3(n^4 - n^2)^2}\,a_n, \\ B_n &= \frac{c^3rn^2(n^4 - n^2)}{m^2k^4 + c^3(n^4 - n^2)^2}\,a_n. \end{aligned}\right\} \qquad \text{(V.38)}$$

Продольное нормальное усилие N_1, поперечный изгибающий момент M_2 и сдвигающее усилие T можно выразить через эти коэффициенты:

$$\left.\begin{aligned} N_1 &= m\cos k\xi \sum_{1}^{n} A_n \cos n\theta; \\ N_2 &= r\cos k\xi \sum_{1}^{n} B_n \cos n\theta, \end{aligned}\right\} \qquad \text{(V.39)}$$

$$T = \frac{km\pi^2}{8}\sin k\xi \sum_{1}^{n} \frac{A_n}{n}\sin n\theta. \qquad \text{(V.40)}$$

Эти внутренние усилия являются решающими при расчете трубы и колец жесткости на несимметричные поперечные нагрузки.

Коэффициенты a_n и b_n не зависят от соотношений геометрических размеров оболочки, а только от вида нагрузки:

для собственного веса трубы

$$a_1 = b_1 = \frac{4g}{\pi}; \qquad a_n = 0; \qquad b_n = 0,$$

где g — вес единицы площади оболочки;

для веса жидкости, целиком заполняющей трубу:

$$a_1 = \frac{4r\gamma_0}{\pi}; \quad a_n = 0;$$

для равномерного вертикального и бокового давлений засыпки:

$$\left.\begin{aligned} a_n &= \frac{8g_в}{\pi^2}\left(\frac{\cos\frac{\pi n}{2} + \xi_0\cos\pi n + \xi_0}{1-n^2}\right); \\ b_n &= \frac{8g_в}{\pi^2}\left[\frac{\left(\cos\frac{\pi n}{2} - \xi_0\cos\pi n - \xi_0\right)n}{1-n^2}\right], \end{aligned}\right\} \qquad (V.41)$$

где $\xi_0 = \frac{g_б}{g_в}$ — отношение между интенсивностями бокового и вертикального давлений.

Эти формулы получены Е. Н. Лессигом [28]. Расчет трубы как пространственной оболочки разработан и А. И. Сегалем [37], который также довел решение до числовых результатов.

8. Сложное напряженное состояние трубопровода

Стенка трубы в любой точке находится в сложном пространственном напряженном состоянии, определяемом тремя главными напряжениями: кольцевым σ_1, продольным σ_2 и радиальным σ_3 (рис. 90).

Напряжения σ_3, действующие по направлению толщины стенки, настолько малы, что ими можно пренебречь по сравнению с σ_1 и σ_2. Что касается двух последних, то каждое из них может быть наибольшим по абсолютной величине и вместе с тем положительным или отрицательным.

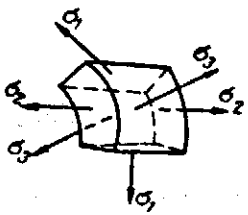


Рис. 90. Главные напряжения, действующие в стенке трубы

Приведенное, т. е. расчетное, напряжение по энергетической теории прочности выражается формулой

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1\sigma_2}. \qquad (V.42)$$

Из этой формулы следует, что наиболее невыгодным для прочности трубопровода является сочетание разных по знаку кольцевых и продольных напряжений. К таким же выводам приводит и объединенная теория прочности Н. Н. Давиденкова и Я. Б. Фридмана.

Для напорного трубопровода наибольшие кольцевые напряжения оказываются растягивающими, поэтому, если исходить только из формулы (V.42), то нужно опасаться сжимающих продольных напряжений, а не растягивающих. На практике продольные напряжения σ_2 являются по преимуществу тоже растягивающими. Но для сварных швов наиболее опасными являются растягивающие напряжения, а не сжимающие, поэтому сварку поперечных швов трубопровода рекомендуется производить при пониженной (положительной) температуре воздуха. При последующем повышении температуры в стенке трубопровода появятся сжимающие напряжения, которые при их совместном учете с кольцевыми напряжениями приведут к повышению приведенных напряжений по формуле (V.42) и формально потребуют увеличения толщины стенки трубопровода. Однако этого можно не делать, так как при переходе материала трубопровода из упругого состояния в пластическое сохраняется возможность эксплуатации трубопровода. Кроме того, в пластической стадии соотношение между σ_1 и σ_2 изменится в благоприятную сторону.

Для безнапорных трубопроводов наибольшие кольцевые напряжения носят местный характер. Поэтому их совместное действие с продольными напряжениями тем более не является опасным.

Глава VI

РАСЧЕТ СЕЧЕНИЙ СТЕНОК ТРУБ ИЗ РАЗНЫХ МАТЕРИАЛОВ

1. Стальные трубы

Расчет по несущей способности из условия прочности. Для безнапорных стальных труб расчетным внутренним усилием в упругой стадии является наибольший изгибающий момент $M_{расч}$.

Несущая же способность сечения стенки стальной трубы на изгиб с учетом продольной силы N находится по формуле, преобразованной из формулы [16(4.8)] НиТУ 121-55:

$$M_{пр} = \frac{mRWFe}{W + Fe}. \qquad (VI\ 1)$$

Здесь R — расчетное сопротивление стали на растяжение, сжатие и изгиб, равное: для стали марки Ст-0 — 1 700 *кг/см²*; для стали марки Ст-2 — 2 000 *кг/см²*; для стали марок Ст-3 и Ст-4 — 2 100 *кг/см²*; для стали марки Ст-5 — 2 400 *кг/см²*;

m — коэффициент условий работы трубопровода, который по рекомендации ВНИИСтройнефть [34] для водо-, нефте- и газопроводов может быть принят равным: при укладке в поле — 0,9, при укладке на территории населенных пунктов и промышленных предприятий — 0,8;

$e = \frac{M_{расч}}{N}$ — эксцентриситет нормальной силы;

F — площадь продольного сечения стенки трубы;

W — момент сопротивления продольного сечения стенки трубы. Если последняя не имеет ребер жесткости, то:

$$W = \frac{bh^2}{6}, \qquad (VI.2)$$

где b — длина рассматриваемого участка трубопровода;

h — толщина стенки трубопровода.

Расчет стальных труб, основанный на рассмотрении только упругой стадии их работы, не дает возможности использовать скрытые резервы несущей способности конструкции, поэтому в настоящее время можно вести расчет стальных труб с учетом свойства пластичности материала.

При таком расчете в качестве расчетного внутреннего усилия по-прежнему следует принимать игибающий момент в опасном сечении. Тогда несущая способность сечения стенки трубы, не имеющей ребер жесткости, с учетом действующей нормальной силы N будет определяться следующей формулой:

$$M_{пр} = mR\frac{bh^2}{4} - \frac{N^2}{4mbR}. \qquad (VI.3)$$

Если вынести за скобки величину

$$M^0_{пр} = mR\frac{bh^2}{4}, \qquad (VI.4)$$

являющуюся несущей способностью сечения на изгиб при отсутствии нормальной силы, то формулу (VI.3) можно представить в следующем виде:

$$M_{пр} = \nu M^0_{пр}; \qquad (VI.5)$$

здесь

$$\nu = 1 - \left(\frac{N}{mbhR}\right)^2. \qquad (VI.6)$$

На рис. 91 показан график изменения этого коэффициента в зависимости от отношения $\frac{N}{N_{пр}} = \frac{N}{mbhR}$.

Величиной коэффициентов ν приходится предварительно задаваться для каждого из трех расчетных сечений трубы (A, $Б$ и B) и производить выравнивание эпюры моментов с учетом того, что в тех сечениях, в которых действуют нормальные силы, несущая способность на изгиб несколько понижается. В первом приближении можно принять $\nu = 1$, т. е. не учитывать влияния нормальных сил.

Для того чтобы воспользоваться расчетным неравенством (I.2) для нагрузок (см. § 2), что необходимо в том случае, когда все расчетные нагрузки приводятся к двум сосредоточенным силам, нужно найти несущую способность всей трубы в целом при действии такой нагрузки.

Появлению начала текучести в двух сечениях круглой трубы будет соответствовать нагрузка:

$$P_{пр} = \frac{\pi M_{пр}}{r}, \qquad (VI.7)$$

где $M_{пр}$ находится по формуле (VI.3).

Полному же разрушению стальной трубы при возникновении в ней четырех пластических шарниров соответствует нагрузка

$$P_{пр} = \frac{2M_{пр}(1+\nu)}{r} \approx \frac{4M^0_{пр}}{r}, \qquad (VI.8)$$

где $M^0_{пр}$ определяется по формуле (VI.4).

При расчете стенок напорных стальных трубопроводов на изгиб при действии нагрузок от давления засыпки и транспорта внутреннее давление жидкости или газа не должно учитываться,

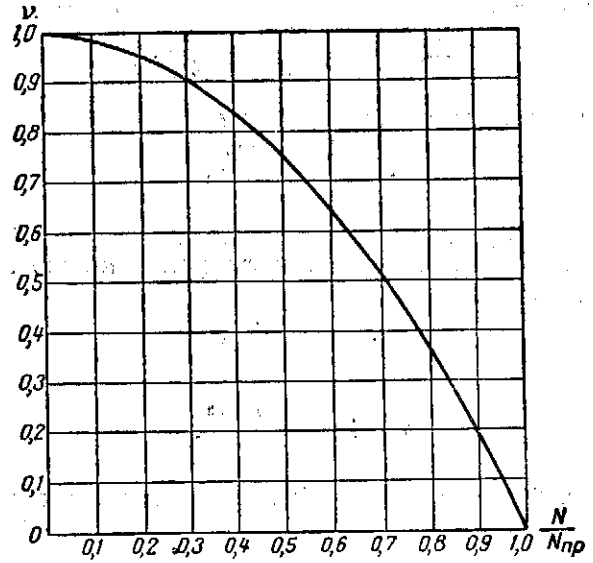


Рис. 91. График изменения коэффициента ν в формуле (VI. 5) в зависимости от отношения $\frac{N}{N_{пр}}$

так как оно, как это было показано в п. 3 главы IV, приводит к снижению изгибающих моментов.

Однако для напорных стальных трубопроводов необходимо еще производить отдельный расчет на действие внутреннего давления при отсутствии других нагрузок. Для этого служит формула (I.3):

$$N_{расч} \leqslant N_{пр},$$

где $N_{расч}$ — расчетная нормальная сила с учетом гидравлического удара;

$$N_{расч} = p_{расч} r_0 b; \qquad (VI.9)$$

$N_{пр}$ — несущая способность стенки трубы при равномерном внешнем давлении:

$$N_{пр} = mRhb. \qquad (VI.10)$$

Из выражений (VI.9) и (VI.10) можно найти требуемую толщину стенки трубопровода

$$h = \frac{p_{расч} D_0}{2mR}. \qquad (VI.11)$$

При расчете на внутреннее давление остальные нагрузки можно не учитывать, исходя из следующих соображений. Во-первых, одновременное действие внешних нагрузок и внутреннего давления для трубопровода обычно менее опасно, чем действие одного внутреннего давления или одних внешних нагрузок, так как некоторая часть внутреннего давления воспринимается грунтом, давление которого на гибкий трубопровод приближается благодаря упругому отпору к равномерному.

Во-вторых, влияние внешних нагрузок для напорных трубопроводов обычно невелико по сравнению с влиянием внутреннего давления. В-третьих, распределение нагрузок от засыпки и транспорта не постоянно по длине трубопровода. В-четвертых, действие внешних нагрузок сводится к тому, что поперечное сечение трубы принимает овальную форму. Овальность же трубы, как это показано ВНИИСтройнефть [34], при работе на растяжение в пластической стадии может не учитываться.

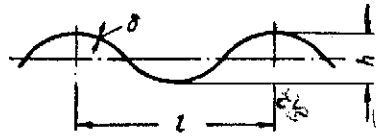


Рис. 92. Продольное сечение стенки гофрированной трубы

Сварные соединения считаются равнопрочными основному металлу при автоматической сварке под флюсом и при ручной дуговой сварке сталей марок Ст-0, Ст-2, Ст-3 и Ст-4 электродами марок Э42 и Э42А.

Соединения, сваренные ручным способом, должны быть проверены методом повышенного контроля качества швов. При обычных способах контроля качества сварных швов, выполненных ручной дуговой сваркой, коэффициент однородности для соединений встык, работающих на растяжение, понижается на 15%.

Качество продольных или спиральных сварных швов, выполняемых при изготовлении труб на заводе, должно гарантироваться заводом. В случае, если при испытании труб на внутреннее давление до разрушения появятся разрывы по швам, указывающие на их неравнопрочность с основным металлом, необходимо учесть это в расчетах путем введения дополнительного коэффициента.

При подсчете несущей способности стенки стальной гофрированной трубы момент сопротивления ее продольного сечения определяется по формуле (рис. 92):

$$W = \frac{2I}{h} = 2(0{,}11\,l + 0{,}16\,h)\,h\delta\ см^3, \qquad (VI.12)$$

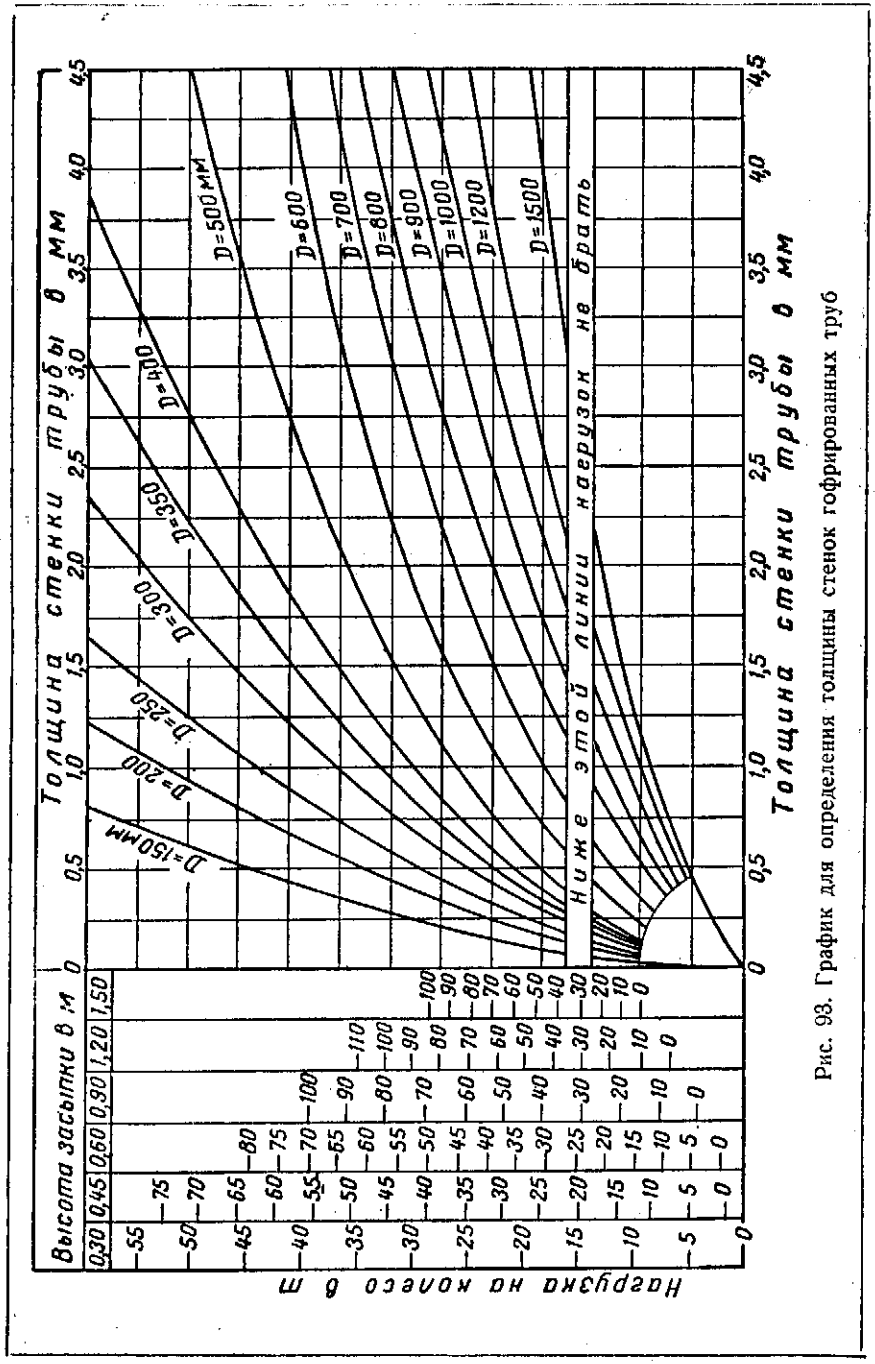


Рис. 93. График для определения толщины стенок гофрированных труб

где I — момент инерции продольного сечения стенки:

$$I = (0{,}11\,l + 0{,}16\,h)\,h^2\delta; \qquad \text{(VI.13)}$$

l — длина волны гофра в *см*;
h — высота волны в *см*;
δ — толщина стенки трубы в *см*.

Формулы (VI.12) и (VI.13) относятся к так называемой «плоской волнистой стали», у которой $h \leqslant \frac{l}{2}$. Для «балочной» волнистой стали $\left(h > \frac{l}{2}\right)$ коэффициенты при l и h принимаются соответственно 0,10 и 0,19.

Несущая способность стальной гофрированной трубы при действии двух сосредоточенных сил выражается формулой

$$P_{\text{пр}} = mk \cdot 18\,200\,\frac{W}{D}\ кг. \qquad \text{(VI.14)}$$

При действии равномерной нагрузки с учетом бокового отпора засыпки и при расположении швов и горизонтальной плоскости

$$Q_{\text{пр}} = mk \cdot 310\,000\,\frac{W}{D}\ кг. \qquad \text{(VI.15)}$$

То же, при расположении швов и вертикальной плоскости

$$Q_{\text{пр}} = mk \cdot 240\,000\,\frac{W}{D}\ кг. \qquad \text{(VI.16)}$$

Для определения требуемой толщины стенок гофрированных труб в зарубежной практике используются графики и таблицы. Они приведены на рис. 93 и в табл. 26 пересчитанными для диаметров труб по нашим стандартам. График составлен для глубин заложения труб от 0,3 до 1,5 *м* с учетом действия временной нагрузки от колеса.

Таблица относится к глубинам заложения от 3 до 12 *м*. При этом толщины стенок относятся к гофрированной стали с $l = 6{,}8$ *см* и $h = 1{,}7$ *см*.

Пример 21. Определить, какое расчетное внутреннее давление можно допустить для стального трубопровода диаметром $D_0 = 1\,200$ *мм* с толщиной стенки $h = 10$ *мм*. Несущая способность трубы при такой нагрузке определяется по формуле (VI.11):

$$p_{\text{расч}} = p_{\text{пр}} = \frac{2mRh}{D_0} = \frac{2 \cdot 0{,}8 \cdot 2\,100 \cdot 1}{120} = 28\ кг/см^2 = 28\ ат.$$

Расчет по несущей способности из условия устойчивости. Расчет стальной трубы на устойчивость первого рода сводится к удовлетворению условия (I.3):

$$p_{\text{расч}} \leqslant p_{\text{пр}},$$

Таблица 26

Толщина стенок гофрированных труб для различных высот засыпки

Диаметр трубы в *мм*	Толщины стенок труб в *мм* для различных высот засыпки в *м*		
	$H=3\div6$	$H=6\div9$	$H=9\div12$
300 и менее	1,6	1,6	1,6
400	1,6	1,6	1,6
500	1,6	2,0	2,0
600	2,0	2,0	2,0
700	2,0	2,7	2,7
800	2,0	2,7	3,4
900	2,7	2,7	3,4
1 000	2,7	3,4	4,1
1 200	2,7	3,4	4,1
1 500	3,4	4,1	4,1
2 000	4,1	4,1	4,1

где $p_{расч}$ — расчетная равномерная радиальная нагрузка от давления засыпки и атмосферы при вакууме;

$p_{пр}$ — несущая способность трубы при действии внешнего равномерного радиального давления. Определяется путем умножения критического давления $p_{кр}$ на коэффициент условий работы m_1 трубы при равномерном внешнем давлении и на коэффициент однородности металла k:

$$p_{пр} = m_1 k p_{кр}. \qquad \text{(VI.17)}$$

Величина критического давления для трубопровода, не имеющего ребер жесткости, определяется по формуле (IV.62). Коэффициент однородности стали $k = 0{,}9$ или $k = 0{,}85$ в зависимости от марки. Поэтому для обеспечения обычного коэффициента устойчивости, равного двум, коэффициент условий работы трубы следует принимать равным $m_1 = 0{,}6$. Модуль упругости стали принимается равным $E_c = 2{,}1 \cdot 10^6$ *кг/см*^{2}.

Необходимая толщина стенки трубы, не имеющей ребер жесткости, при расчетном вакууме $p_{расч}$ находится по формуле

$$h = D \sqrt[3]{\frac{p_{расч}}{2 m_1 k E_c}}, \qquad \text{(VI.18)}$$

где D — средний диаметр трубы.

Для стальных труб большого диаметра ($D > 1\,200$ *мм*), могущих подвергаться действию вакуума, целесообразно устраивать кольца (ребра) жесткости в виде швеллеров или угольников, привариваемых снаружи по окружности трубы (рис. 94). Это значительно уменьшает требуемую по условию устойчивости толщину стенки и приводит к существенной экономии металла при строительстве трубопровода. Расчет трубопровода с кольцами жесткости на устойчивость также сводится к удовлетворению условия (I.3). При этом расчет ведется для участка трубопровода длиной b, равной расстоянию между кольцами жесткости. Однако

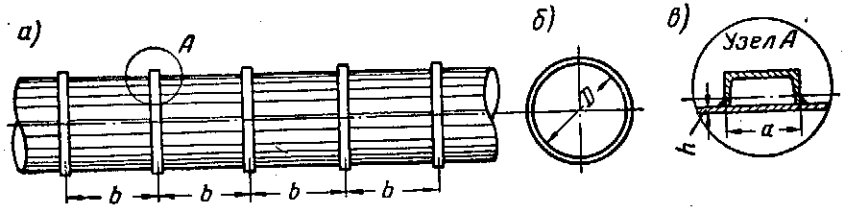


Рис. 94. Труба с кольцами жесткости

при подсчете момента инерции, входящего в формулу (IV.61), берется не вся длина стенки между кольцами жесткости, а только величина

$$l_{расч} = 1{,}56\sqrt{hr} + a, \qquad \text{(VI.19)}$$

где h — толщина стенки трубы;

a — ширина кольца жесткости в направлении оси трубопровода.

Для трубопроводов с кольцами жесткости должна быть также произведена поверка устойчивости самой оболочки между кольцами жесткости. При этом для стальной оболочки, принимаемой жестко заделанной у колец жесткости, критическое давление определяется по табл. 27, составленной Р. Мизесом в зависимости от величины отношений $\frac{100\,h}{r}$ и $\frac{r}{b}$.

Таблица 27

Критические давления $p_{кр}$ в атмосферах для стальных труб

$\frac{r}{b}$	$100\,\frac{h}{r}$							
	0,4	0,8	1,2	1,6	2,0	2,4	2,8	3,2
0	0,035	0,28	0,95	2,25	4,4	7,6	12	18
0,1	0,18	1,0	2,9	6,6	12,3	17	23	31
0,2	0,37	2,1	5,9	13	21	37	47	66
0,3	0,56	3,2	9,3	18	32	51	76	111
0,4	0,76	4,5	11,6	25	45	70	101	140
0,5	0,97	5,5	15,0	32	55	87	132	190
1,0	2,00	—	—	—	—	—	—	—

Расчет стального трубопровода на устойчивость второго рода при действии вакуума сводится к подсчету дополнительного изгибающего момента по формуле (IV.63). Для получения расчетного изгибающего момента дополнительный момент прибавляется к изгибающему моменту в упругой стадии работы трубы от других нагрузок. При этом должно быть удовлетворено условие (I.1), в котором несущая способность стенки $M_{пр}$ находится без учета пластических свойств материала.

Пример 22. Произвести расчет на устойчивость стальной трубы диаметром $D_0 = 1\,200$ *мм* с толщиной стенки $h = 10$ *мм* при совместном действии вертикальной равномерной нагрузки $G_в = 5\,400$ *кг* на 1 *м* длины трубы и вакуума $p_{вак} = 0{,}75$ *кг/см*^{2}.

Принимаем, что при деформации гибкой трубы она будет испытывать равномерное радиальное давление от засыпки интенсивностью, равной интенсивности вертикального давления:

$$g_в = \frac{G_в}{D_1 b} = \frac{5\,400}{121{,}8 \cdot 100} = 0{,}445 \text{ кг/см}^2.$$

Вместе с атмосферным давлением при вакууме величина расчетного внешнего давления составит:

$$p_{расч} = g_в + p_{вак} = 0{,}445 + 0{,}75 = 1{,}195 \text{ кг/см}^2.$$

Момент инерции продольного сечения стенки трубы длиной $b = 100$ *см*:

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{100 \cdot 1^3}{12} = 8{,}33 \text{ см}^4.$$

Изгибающий момент в стенке трубы от вертикальной нагрузки с учетом отпора грунта коэффициентом $\zeta_2 = 0{,}0692$, найденным в примере 16, согласно формуле (III.30):

$$M' = 0{,}318 P_{экв} r = 0{,}318 \beta g_в r \zeta_2 = 0{,}318 \cdot 0{,}475 \cdot 5{,}4 \cdot 0{,}605 \cdot 0{,}0692 = 0{,}0341 \text{ тм}.$$

Прогиб трубы по формуле (V.16) с учетом цилиндрической жесткости и отпора грунта:

$$f = 0{,}081 \frac{\zeta_2 g_в r \left(1 - \nu_c^2\right)}{E_c I} = 0{,}081 \frac{0{,}0692 \cdot 5\,400 \cdot 60{,}5^3 (1 - 0{,}25^2)}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 8{,}33} =$$

$$= 0{,}359 \text{ см}.$$

Критическое давление по формуле (IV.62):

$$p_{кр} = \frac{3 E_c I}{b r^3 (1 - \nu^2)} = \frac{\cdot 3 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 8{,}33}{100 \cdot 60{,}5^3 (1 - 0{,}25^2)} = 2{,}53 \text{ кг/см}^2.$$

Дополнительный изгибающий момент при вакууме по формуле (IV.63) (на 1 *см* длины трубы):

$$M'' = p_{расч} r \frac{0{,}5 f}{1 - \frac{p_{расч}}{p_{кр}}} = 1{,}195 \cdot 60{,}5 \frac{0{,}5 \cdot 0{,}359}{1 - \frac{1{,}195}{2{,}53}} = 24{,}6 \text{ кгсм}$$

или 0,0246 *тм* на 1 *м* длины трубы.

Расчетные изгибающие моменты, нормальная сила и эксцентриситет:

$$M_{расч} = M' + M'' = 0{,}0341 + 0{,}0243 = 0{,}0584 \text{ тм} = 5\,840 \text{ кгсм};$$

$$N_{расч} = p_{расч} r_в b = 1{,}195 \cdot 60 \cdot 100 = 7\,180 \text{ кг};$$

$$e = \frac{5\,840}{7\,180} = 0{,}81 \text{ см}.$$

При расчете на устойчивость первого рода найдем по формуле (VI.17) несущую способность трубы при действии равномерного внешнего давления:

$$p_{пр} = m_1 k p_{кр} = 0{,}6 \cdot 0{,}85 \cdot 2{,}53 = 1{,}29 \text{ кг/см}^2 > 1{,}195.$$

Таким образом, расчетное условие (1.3) оказывается удовлетворенным.

Для расчета на устойчивость второго рода найдем по формуле (VI.1) несущую способность стенки трубы в упругой стадии:

$$M_{пр} = \frac{mRWFe}{W + Fe} = \frac{0{,}9 \cdot 2\,100 \cdot 16{,}7 \cdot 100 \cdot 0{,}81}{16{,}7 + 100 \cdot 0{,}81} = 26\,100 \text{ кгсм} = 0{,}261 \text{ тм} > 0{,}0584.$$

Следовательно, обеспечена и устойчивость второго рода.

Расчет по предельным деформациям. Второе предельное состояние, установленное Строительными нормами и правилами, представляет расчетный интерес лишь для очень тонкостенных стальных труб, могущих испытывать недопустимо большие по эксплуатационным соображениям деформации еще до потери несущей способности, т. е. до наступления первого предельного состояния.

Расчет по второму предельному состоянию сводится к удовлетворению условия (I.4):

$$f \leqslant f_{пр},$$

где f — деформация вертикального диаметра трубы (прогиб) от действующих нагрузок с коэффициентом перегрузки, равными единице;

$f_{пр}$ — предельная деформация вертикального диаметра трубы (предельный прогиб), определяемая условием невозможности дальнейшей эксплуатации трубы. Эта величина, как указано выше, должна быть установлена с учетом назначения трубопровода и той территории, на которой он уложен. Во всяком случае для стальных труб она не должна превосходить 5% их диаметра.

Определение расчетной деформации вертикального диаметра трубы может быть сделано по формуле

$$f = \frac{0{,}15 Q_в^н r^3}{E_c I} \eta \zeta_2, \qquad \text{(VI.20)}$$

где $Q_в^н$ — равнодействующая нормативной вертикальной нагрузки;

r — средний радиус трубы;

E_c I — жесткость стенки трубы на единицу длины;

η — коэффициент приведения нагрузки по прогибу (см. гл. IV, п. 1).

Для гофрированных труб со швами в горизонтальной плоскости применяется следующая формула, учитывающая боковой отпор засыпки:

$$f = \frac{0{,}048 Q_в^н r^3}{E_c I},$$

где I — момент инерции продольного сечения гофрированной стенки, определяемый по формуле (VI.13).

Пример 23. Установить, при каком соотношении между толщиной стенки h и радиусом r трубы из стали марки Ст-3 первое предельное состояние теряет расчетный интерес и расчетным становится второе предельное состояние.

По условию прочности нормативная равномерная нагрузка для трубы, уложенной на спрофилированное дно траншеи, без учета отпора грунта может быть найдена по формулам (III.29) и (VI.4) с введением коэффициента приведения нагрузки и коэффициента перегрузки:

$$Q_I^н = \frac{P_{пр}}{\beta n} = \frac{4M_{ср}}{\beta n r} = \frac{mRbh^2}{\beta n r}.$$

Отсюда при $m = 1{,}0$, $n = 1{,}4$, $R = 2\,100$ *кг/см²*, $\beta = 0{,}608$, $b = 1$ *см* получим

$$Q_I^н = \frac{2\,100\,h^2}{0{,}608 \cdot 1{,}4\,r} = 2\,471\,\frac{h^2}{r}.$$

Предельная по деформациям равномерная нагрузка находится из формулы (VI.20) при $f = f_{пр} = 0{,}1r$:

$$Q_{II}^н = \frac{f_{пр} E_c I}{0{,}15\,\eta r^3} = \frac{0{,}1 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6}{0{,}15 \cdot 0{,}540 r^3 \cdot 12} = 2{,}16 \cdot 10^5\,\frac{h^3}{r^2}.$$

Первое предельное состояние потеряет расчетный интерес в случае, если $Q_I^н > Q_{II}^н$, т. е. при $2\,471 > 2{,}16 \cdot 10^5\,\frac{h}{r}$ или при $h < 0{,}01144\,r$.

Так, для трубы диаметром 1 000 *мм* только при толщине стенок менее 5,5 *мм* второе предельное состояние наступит раньше, чем первое.

Отсюда можно сделать вывод, что для встречающихся обычно на практике соотношений между диаметром и толщиной стенок труб расчетным является первое предельное состояние, а не второе.

2. Чугунные трубы

Расчет чугунных труб в большинстве случаев не производится, а их несущая способность устанавливается по данным испытаний на внутреннее давление. В тех случаях, когда по необычным условиям укладки или эксплуатации возникает необходимость расчета, он должен производиться по несущей способности из условия прочности трубы. При этом те соображения, которые позволяют для стальных труб производить независимые расчеты на внутреннее давление и на действие других нагрузок, для чугунных труб отпадают, так как они не обладают гибкостью и пластичностью, свойственными стальным трубам.

Если известны разрушающая нагрузка для чугунной трубы при механических испытаниях на прессе $P_{пр}^0$ и разрушающее внутреннее давление $p_{пр}^0$, то разрушающая нагрузка в виде двух сосредоточенных сил при наличии внутреннего давления p выражается следующей эмпирической формулой, полученной Шликом [61] на основании результатов значительного числа опытов с чугунными трубами:

$$P_{пр} = P_{пр}^0 \sqrt{1 - \frac{p}{p_{пр}^0}}. \qquad (VI.21)$$

При применении этой формулы к расчету чугунных труб по методу расчетных предельных состояний все расчетные нагрузки, как обычно, приводятся к двум сосредоточенным силам $P_{расч}$. Кроме того, находится расчетное внутреннее давление наполнителя $p_{расч}$. Расчетный приведенный изгибающий момент определяется по формуле

$$M_{расч} = 0{,}318\,P_{расч}\,r\,\frac{1}{\sqrt{1 - \frac{p_{расч}}{p_{пр}^0}}}. \qquad (VI.22)$$

Несущая способность стенки трубы на изгиб определяется по формуле

$$M_{пр} = mR_и\,\frac{bh^2}{6}, \qquad (VI.23)$$

где $R_и$ — расчетное сопротивление на растяжение при изгибе, которое для труб из серого чугуна в соответствии с НиТУ 121-55 должно приниматься равным (в *кг/см²*):

для чугуна марок	СЧ-12-28 и СЧ-15-32	450
" " "	СЧ-18-36 и СЧ-21-40	550
" " "	СЧ-24-44 и СЧ-28-48	800

Коэффициент условий работы m должен быть снижен по сравнению с коэффициентом условий работы для стальных труб по крайней мере в 1,5 раза, т. е. равен $0{,}5 \div 0{,}6$.

Уравнение (VI.21) позволяет также найти расчетное приведенное внутреннее давление при наличии изгибающей нагрузки:

$$p_{\text{расч}} = p^0_{\text{расч}} \frac{1}{1-\left(\frac{P_{\text{расч}}}{P^0_{\text{пр}}}\right)^2}, \qquad \text{(VI.24)}$$

где $p^0_{\text{расч}}$ — расчетное внутреннее давление.

3. Кирпичные трубы (каналы)

Расчет по несущей способности. Для кирпичных каналов (рис. 95), стенки которых работают в основном на изгиб при наличии небольшой нормальной силы, в качестве расчетного внутреннего усилия следует взять наименьший ядровый момент, возникающий в стадии упругости:

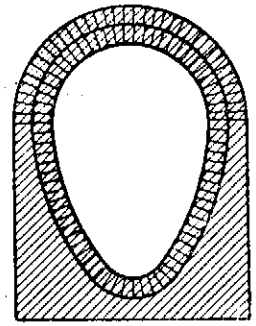


Рис. 95. Поперечное сечение кирпичного канала

$$M_{\text{расч}} = M - \frac{Nh}{6}, \qquad \text{(VI.25)}$$

где M — изгибающий момент;

N — нормальная сила.

Несущая способность сечения стенки кирпичного коллектора определяется по формуле

$$M_{\text{пр}} = mm_{\text{к}} R_{\text{р.и}} \frac{bh^2}{6}, \qquad \text{(VI.26)}$$

где m — коэффициент условий работы трубы, принимаемый равным 0,8;

$m_{\text{к}}$ — коэффициент условий работы кладки, принимаемый равным 1,0;

$R_{\text{р.и}}$ — расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе по перевязанному сечению, принимаемое по НиТУ 120-55 в зависимости от марок кирпича и раствора и класса работы (по табл. 28).

Таблица 28

Расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе $R_{\text{р.и}}$ в $кг/см^2$ по перевязанному сечению (по классу работы Б)

Марка кирпича или камня	200	150	100	75	50	35
$R_{\text{р.и}}$	4	3	2,5	2	1,6	1,2

Расчетные сопротивления кладок по классу работы A определяются путем умножения этих величин на коэффициент 1,1.

Расчет по раскрытию трещин. Расчетным внутренним усилием является наименьший ядровый момент, определяемый от нормативных нагрузок:

$$M = M - \frac{Nh}{6}. \qquad \text{(VI.27)}$$

Момент, соответствующий образованию трещин, находится по формуле

$$M_{\text{тр}} = m_{\text{тр}} R_{\text{р.и}} \frac{bh^2}{6}, \qquad \text{(VI.28)}$$

где $m_{\text{тр}}$ — коэффициент условий работы кладки по раскрытию трещин, принимаемый для кладки с гидроизоляционной штукатуркой в пределах от 1,2 до 2, в зависимости от степени долговечности конструкции.

Так как коэффициент $m_{\text{тр}}$ больше единицы, то предельное состояние кирпичных труб по раскрытию трещин не может наступить раньше первого предельного состояния, а поэтому не представляет расчетного интереса.

4. Бетонные трубы

Для бетонных труб в качестве расчетного внутреннего усилия при расчете по несущей способности может быть принят наименьший ядровый момент в стадии упругости, который определяется по формуле (VI.25).

Несущая способность сечения стенки бетонной трубы определяется по формуле

$$M_{\text{пр}} = 0{,}3\, mR_{\text{р}}\, bh^2, \qquad \text{(VI.29)}$$

где m — коэффициент условий работы стенки трубы, принимаемый равным 0,9;

$R_{\text{р}}$ — расчетное сопротивление бетона при растяжении, принимаемое в соответствии с табл. 29.

Таблица 29

Расчетное сопротивление бетона при растяжении $R_{\text{р}}$ в $кг/см^2$

Условия приготовления бетона	Марка бетона						
	100	150	200	300	400	500	600
На бетонных заводах и узлах	4,5	5,8	7,2	10,5	12,5	14,0	15,0
В остальных случаях	4,0	5,2	6,4	9,5	11,0	12,5	13,5

Отметим, что И. И. Черкасову удалось добиться получения в трубах вибрированного бетона марок 300—350 с нормативным пределом прочности на растяжение не ниже 30 $кг/см^2$.

Пример 24. Подобрать толщину стенки трубы диаметром $D_0 = 600$ *мм* из вибрированного бетона марки 300, если расчетный изгибающий момент и нормальная сила в упругой стадии работы трубы составляют: $M = 0{,}442$ *тм*, $N = 1{,}256$ *т* (см. пример 8). Труба изготовляется на бетонном заводе.

Подбираем толщину стенки сперва без учета нормальной силы. Из уравнения (VI.29) имеем для $M = M_{пр}$:

$$h = \sqrt{\frac{M}{0{,}3\, m R_p\, b}} = \sqrt{\frac{44\,200}{0{,}3 \cdot 0{,}9 \cdot 10{,}5 \cdot 100}} = 12{,}5\ см.$$

Находим ядровый момент по формуле (VI.25):

$$M_{расч} = M - \frac{Nh}{6} = 44\,200 - \frac{1\,256 \cdot 12{,}5}{6} = 41\,570\ кгсм,$$

$$h = \sqrt{\frac{41\,570}{0{,}3 \cdot 0{,}9 \cdot 10{,}5 \cdot 100}} \approx 12\ см.$$

Таким образом, влияние нормальной силы оказывается очень небольшим даже для бетонной трубы. Повышение расчетного сопротивления бетона при растяжении до 15 *кг/см²* (по И. И. Черкасову) позволит снизить толщину стенки до 10 *см*.

5. Железобетонные трубы

Расчет по несущей способности (1-е предельное состояние). В стенках железобетонных труб, как правило, имеет место случай I внецентренного сжатия, т. е. случай больших эксцентриситетов, арматура же обычно двойная. При этом ввиду малой полезной высоты сечения h_0 условие для плеча внутренней пары $z \leqslant h_0 - a$ оказывается невыполненным. В этом случае в качестве расчетного внутреннего усилия удобно принять момент внешних сил по отношению к центру сжатой арматуры (рис. 96):

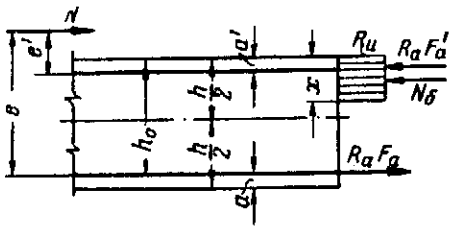


Рис. 96. Стенка железобетонной трубы с двойной арматурой

$$M_{расч} = M - N\left(\frac{h}{2} - a'\right) = Ne'. \qquad (VI.30)$$

Несущая способность сечения при этом определяется предельным моментом внутренних сил также по отношению к центру сжатой арматуры:

$$M_{пр} = m m_a R_a F_a (h_0 - a'), \qquad (VI.31)$$

где M — изгибающий момент;
N — нормальная сила;
e' — расстояние от силы N до центра тяжести сжатой арматуры F'_a;

a' — расстояние от ближайшего края сечения до центра тяжести сжатой арматуры F'_a;
F_a — площадь сечения арматуры у растянутой грани сечения;
R_a — расчетное сопротивление арматуры;
m — коэффициент условий работы стенки трубы, принимаемый для труб, изготовляемых на заводах и полигонах с систематической проверкой их прочности, равным 1,1, а в остальных случаях $m = 1$;
m_a — коэффициент условий работы арматуры, который при бетоне марки 100 принимается равным 0,9; при более высоких марках бетона $m_a = 1$.

Таким образом, несущая способность сечения железобетонной трубы с двойной арматурой может быть выражена предельным моментом внутренних сил относительно центра сжатой арматуры независимо от величины нормальной силы, действующей в сечении в состоянии предельного равновесия.

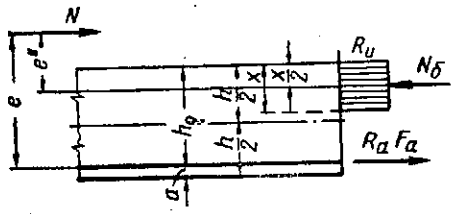


Рис. 97. Стенка железобетонной трубы с одиночной арматурой

При выравнивании эпюры моментов можно принять, что центры пластических шарниров совпадают с центрами тяжести сжатой арматуры, и считать в качестве осевой линии контура трубы не линию, соединяющую центры тяжести продольных сечений стенки, а линию, проходящую через центры пластических шарниров.

Если при построении эпюры M_0 определять моменты внешних сил по отношению к этой линии, то необходимость дополнительного учета нормальных сил при определении несущей способности трубы отпадает.

Однако формула (VI.31), выведенная в предположении, что середина высоты сжатой зоны сечения совпадает с центром тяжести сжатой арматуры F'_a, приводит к меньшим значениям предельных моментов, чем формула, в которой эта арматура совсем не учитывается. Кроме того, трубы диаметром до 600 *мм* часто выполняются с одиночной арматурой, расположенной посредине толщины стенки. Поэтому рассмотрим также прямоугольное сечение с одиночной арматурой (рис. 97). В этом случае в качестве расчетного внутреннего усилия удобнее принять момент внешних сил относительно середины сжатой зоны сечения:

$$M_{расч} = M - N\left(\frac{h}{2} - \frac{x}{2}\right) = Ne'', \qquad (VI.32)$$

где e'' — расстояние от силы N до середины сжатой зоны сечения.

Для определения несущей способности сечения составим уравнение моментов относительно середины сжатой зоны сечения

$$M_{\text{пр}} = mm_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{а}} \left(h_0 - \frac{x}{2}\right). \qquad \text{(VI.33)}$$

Для определения высоты сжатой зоны x напишем уравнение проекций

$$N = R_{\text{и}} bx - m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{а}}, \qquad \text{(VI.34)}$$

отсюда

$$x = \frac{N + m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{а}}}{bR_{\text{и}}}. \qquad \text{(VI.35)}$$

Подставляя в уравнение (VI.33) это выражение, получаем

$$M_{\text{пр}} = \frac{mm_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{а}}}{2bR_{\text{и}}} (2bh_0 R_{\text{и}} - N - m_{\text{а}} F_{\text{а}} R_{\text{а}}) = \nu M^0_{\text{пр}}, \qquad \text{(VI.36)}$$

здесь $M^0_{\text{пр}}$ — несущая способность сечения на изгиб, т. е. при отсутствии нормальной силы.

При этом

$$M^0_{\text{пр}} = \frac{mm_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{а}}}{2bR_{\text{и}}} (2bh_0 R_{\text{и}} - m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{а}}); \qquad \text{(VI.37)}$$

$$\nu = 1 - \frac{N}{bh_0 (2R_{\text{и}} - m_{\text{а}} \mu R_{\text{а}})}; \quad \mu = \frac{F_{\text{а}}}{bh_0}. \qquad \text{(VI.38)}$$

В этом случае центры пластических шарниров совпадают с серединой высоты сжатой зоны. Однако, принимая во внимание, что, когда мы не учитываем сжатой арматуры, высота сжатой зоны оказывается очень малой ($x < 2a'$), можно приближенно принять, что центры пластических шарниров совпадают с сжатой гранью сечения.

Более точно можно определить положение пластических шарниров, разделив выражение (VI.35) пополам.

При учете нормальных сил выравненные моменты в сечениях A, $Б$ и B (рис. 54) должны относиться друг к другу так:

$$\nu_A M_{A,\text{пр}} : \nu_Б M_{Б,\text{пр}} : \nu_B M_{B,\text{пр}}.$$

Величинами ν приходится предварительно задаваться для каждого сечения. Однако они настолько близки к единице, что в первом приближении их можно вообще не учитывать в качестве множителей.

Несущая способность круглой трубы при действии двух сосредоточенных сил определяется формулами:

при появлении двух пластических шарниров

$$P'_{\text{пр}} = \frac{\pi M^0_{\text{пр}}}{r}; \qquad \text{(VI.39)}$$

при появлении четырех пластических шарниров

$$P_{\text{пр}} = \frac{2M^0_{\text{пр}} (1 + \nu_Б)}{r_0 + \frac{x}{2}} \approx \frac{4M^0_{\text{пр}}}{r_0}, \qquad \text{(VI.40)}$$

где $M^0_{\text{пр}}$ — определяется по формуле (VI.37)

Таким образом, для приближенного учета влияния нормальных сил в формулах для выравненных моментов под r можно подразумевать не средний радиус трубы, а внутренний r_0.

Так как при действии различных нагрузок сечения A и B не смещаются, а сечения $Б$ почти не смещаются, то при расчете труб на одновременное действие нескольких нагрузок можно пользоваться принципом наложения.

При расчете труб, уложенных в земле, по коэффициентам приведения нормальные силы не учитываются, и расчетным усилием является изгибающий момент.

Несущая способность сечения стенки трубы также определяется из условия работы ее на изгиб, т. е. без учета нормальной силы. По формуле (VI.35), отбрасывая нормальную силу N, находим

$$x = \frac{m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{а}}}{bR_{\text{и}}} = \alpha h_0, \qquad \text{(VI.41)}$$

где

$$\alpha = \frac{m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{а}}}{bh_0 R_{\text{и}}}. \qquad \text{(VI.42)}$$

Тогда из формулы (VI.33) получаем

$$M_{\text{пр}} = mA_0 bh_0 R_{\text{и}}; \qquad \text{(VI.43)}$$

$$h_0 = \rho_0 \sqrt{\frac{M_{\text{пр}}}{mbR_{\text{и}}}}; \qquad \text{(VI.44)}$$

$$z = \gamma_0 h_0; \qquad \text{(VI.45)}$$

$$F_{\text{а}} = \frac{M_{\text{пр}}}{m\gamma_0 h_0 m_{\text{а}} R_{\text{а}}} = \frac{\alpha b h_0 R_{\text{и}}}{m_{\text{а}} R_{\text{а}}}, \qquad \text{(VI.46)}$$

где A_0, ρ_0 и γ_0 — коэффициенты, зависящие от α (табл. 30).

Пример 25. Определить нормативную нагрузку в виде двух сосредоточенных сил на круглую железобетонную трубу с двойной симметричной арматурой при следующих данных (рис. 49).

Внутренний диаметр $D_0 = 70$ *см*, длина звена $b = 100$ *см*, толщина стенок $h = 10$ *см*, полезная высота сечения $h_0 = 7{,}6$ *см*, арматура из Ст-3 ($R_{\text{а}} = 2\,100$ *кг/см*^{2}, $m_1 = 1{,}0$) 12 ∅ 8 *мм*, $F_{\text{а}} = F'_{\text{а}} = 6{,}03$ *см*^{2}, бетон марки 200 ($R_{\text{и}} = 110$ *кг/см*^{2}), коэффициент перегрузки $n = 1{,}4$; коэффициент условий работы трубы $m = 1{,}0$.

Таблица 30

Коэффициенты для расчета стенки трубы на изгиб

α	ρ_0	γ_0	A_0	α	ρ_0	γ_0	A_0
0,04	5,05	0,980	0,039	0,28	2,04	0,860	0,241
0,05	4,53	0,975	0,048	0,29	2,01	0,855	0,248
0,06	4,15	0,970	0,058	0,30	1,98	0,850	0,255
0,07	3,85	0,965	0,067	0,31	1,95	0,845	0,262
0,08	3,61	0,960	0,077	0,32	1,93	0,840	0,269
0,09	3,41	0,955	0,085	0,33	1,90	0,835	0,275
0,10	3,24	0,950	0,095	0,34	1,88	0,830	0,282
0,11	3,11	0,945	0,104	0,35	1,86	0,825	0,289
0,12	2,98	0,940	0,113	0,36	1,84	0,820	0,295
0,13	2,88	0,935	0,121	0,37	1,82	0,815	0,301
0,14	2,77	0,930	0,130	0,38	1,80	0,810	0,309
0,15	2,68	0,925	0,139	0,39	1,78	0,805	0,314
0,16	2,61	0,920	0,147	0,40	1,77	0,800	0,320
0,17	2,53	0,915	0,155	0,41	1,75	0,795	0,326
0,18	2,47	0,910	0,164	0,42	1,74	0,790	0,332
0,19	2,41	0,905	0,172	0,43	1,72	0,785	0,337
0,20	2,36	0,900	0,180	0,44	1,71	0,780	0,343
0,21	2,31	0,895	0,188	0,45	1,69	0,775	0,349
0,22	2,26	0,890	0,196	0,46	1,68	0,770	0,354
0,23	2,22	0,885	0,203	0,47	1,67	0,765	0,359
0,24	2,18	0,880	0,211	0,48	1,66	0,760	0,365
0,25	2,14	0,875	0,219	0,49	1,64	0,755	0,370
0,26	2,10	0,870	0,226	0,50	1,63	0,750	0,375
0,27	2,07	0,865	0,234				

Определяем по формуле (VI.37) несущую способность сечений на изгиб, не учитывая ввиду малой высоты сечений сжатую арматуру:

$$M_{A,\,пр} = M^0_{пр} = \frac{R_a F_a m m_a}{2bR_и}(2bh_0 R_и - R_a F_a m_a) =$$

$$= \frac{2\,100 \cdot 6{,}03}{2 \cdot 100 \cdot 110}(2 \cdot 100 \cdot 7{,}6 \cdot 110 - 2\,100 \cdot 6{,}03) = 88\,800 \text{ кгсм}.$$

Задаемся величиной коэффициента, учитывающего нормальную силу в боковых сечениях трубы $\nu_Б = 0{,}97$.

Тогда:

$$M_{Б,пр} = \nu_Б M^0_{Б,пр} = 88\,800 \cdot 0{,}97 = 86\,200 \text{ кгсм}.$$

Наибольший изгибающий момент в сечениях $Б$ относительно центра пластического шарнира найдем, задавшись $x = 1{,}5$ см:

$$M_{0\,макс} = \frac{P_{пр}}{2}\left(\frac{D_0}{2} + \frac{x}{2}\right) = \frac{P_{пр}}{2}(35 + 0{,}75) = 17{,}875\,P_{пр}.$$

Подставляя значения $M_{A,пр}$ и $M_{Б,пр}$ в уравнение (III.22), получаем

$$88\,800 + 86\,200 = 17{,}875\,P_{пр};$$

отсюда $P_{пр} = 9\,820$ кг.

Нормальная сила в боковых сечениях

$$N = 0{,}5\,P_{пр} = 4\,910 \text{ кг}.$$

Фактический коэффициент $\nu_Б$ по формуле (VI.38) оказывается равным

$$\nu_Б = 1 - \frac{N}{2Bh_0 R_и - m_a R_a F_a} = 1 - \frac{4\,910}{2 \cdot 100 \cdot 7{,}6 \cdot 110 - 2\,100 \cdot 6{,}03} = 0{,}97,$$

т. е. той величине, которой мы задались.

Действительную высоту сжатой зоны находим из уравнения (VI.35):

$$x = \frac{N + m_a R_a F_a}{bR_и} = \frac{4\,910 + 2\,100 \cdot 6{,}03}{100 \cdot 110} = 1{,}6 \text{ см} \approx 1{,}5 \text{ см}.$$

Нормативная нагрузка составляет

$$P^н = \frac{P_{пр}}{n} = \frac{9\,820}{1{,}4} = 7\,020 \text{ кг}.$$

Допускаемая нагрузка, вычисленная исходя из рассмотрения упругой стадии при коэффициенте запаса 1,8, оказывается равной 4 530 кг, т. е. на 35% меньше. Если бы мы приняли $\nu = 1$ и $\frac{x}{2} = 0$, то получили бы следующий результат:

$$P_{пр} = \frac{8M^0_{пр}}{D_0} = \frac{8 \cdot 88\,800}{70} = 10\,100 \text{ кг},$$

т. е. всего на 3% больше значения 9820 кг, полученного выше.

Пример 26. Подобрать сечение рабочей арматуры из стали марки Ст. 3 для железобетонной трубы (бетон марки 200), рассмотренной в примерах 1, 4, 12. Внутренний диаметр трубы $D_0 = 600$ мм. Толщина стенки принята $h = 6$ см, что позволяет принять полезную высоту сечения $h_0 = 4$ см.

Выравненный изгибающий момент при образовании четырех пластических шарниров составляет $M = 0{,}34$ тм. Нормальная сила отдельно не учитывается.

Для подбора сечения арматуры пользуемся табл. 30, найдя предварительно по формуле (VI.44) коэффициент:

$$\rho_0 = \frac{h_0}{\sqrt{\frac{M}{mbR_и}}} = \frac{4}{\sqrt{\frac{34\,000}{1{,}1 \cdot 100 \cdot 110}}} = 2{,}38.$$

По табл. 30 это соответствует $\alpha = 0{,}195$.

По формуле (VI.46):

$$F_a = \frac{\alpha b h_a R_и}{m_a R_a} = \frac{0{,}195 \cdot 100 \cdot 4 \cdot 110}{1{,}0 \cdot 2\,100} = 4{,}08 \text{ см}^2.$$

Принято 8 ∅ 8 мм; $F_a = 4{,}02$ см².

Расчет по раскрытию трещин (III предельное состояние). Этот расчет должен производиться как для напорных, так и для безнапорных трубопроводов. Особое значение этот расчет приобретает в тех случаях, когда расчет по I предельному состоянию ведется с использованием свойства пластичности железобетона.

В соответствии со СНиП расчет по III предельному состоянию должен производиться на воздействие нормативных нагрузок по теории проф. В. И. Мурашева.

Ширина раскрытия трещин при длительном действии нагрузки определяется формулой

$$a_т = \psi \frac{\sigma_а}{E_а} l_т \frac{2g+p}{g+p}, \qquad (VI.47)$$

где $l_т$ — расстояние между трещинами по длине окружности стенки трубы, определяемое по формуле:

$$l_т = k_1 \frac{E_а}{E_б} \frac{F_а}{S} = k_1 \frac{E_а}{E_б} \frac{d}{4}; \qquad (VI.48)$$

σ — напряжение в арматуре, равное

$$\sigma_а = \frac{M^н}{F_а \eta h_0}; \qquad (VI.49)$$

$M^н$ — изгибающий момент от нормативных нагрузок;

η — коэффициент, принимаемый по табл. 31 в зависимости от величины

$$\alpha = \frac{3F_а E_а}{bh_0 E_б} \frac{g+p}{2g+p}; \qquad (VI.50)$$

g — постоянная нагрузка;

p — временная нагрузка;

$E_а$ — расчетный модуль упругости арматуры, который принимается равным 2 100 000 *кг/см*²;

$E_б$ — расчетный модуль упругости бетона, принимаемый по табл. 32 в зависимости от марки бетона;

Таблица 31

Значения коэффициентов η

α	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
η	0,86	0,82	0,79	0,77	0,75	0,73

Таблица 32

Значения модуля упругости бетона при сжатии в *кг/см*²

Марка бетона	100	150	200	300	400	500
$E_б$	120 000	165 000	200 000	270 000	310 000	340 000

d — диаметр арматуры;

$F_а$ — площадь сечения арматуры;

S — периметр сечения арматуры;

$\psi_н$ k_1 — коэффициенты, учитывающие работу растянутого бетона между трещинами и определяемые по табл. 33.

Таблица 33

Значения коэффициентов ψ и коэффициентов k_1

α	Коэффициенты ψ при $\sigma_а$ в *кг/см*²						k_1
	1 000	1 250	1 500	2 000	2 500	3 000	
0,05	—	—	—	—	—	0,39	22,8
0,06	—	—	—	—	0,40	0,53	19,2
0,07	—	—	—	—	0,50	0,69	16,0
0,08	—	—	—	0,42	0,66	0,77	14,0
0,10	—	—	—	0,59	0,77	0,85	11,8
0,125	—	—	0,45	0,73	0,85	0,91	9,6
0,15	—	0,46	0,63	0,81	0,90	0,93	8,0
0,20	0,48	0,63	0,77	0,88	0,93	0,95	6,0
0,30	0,70	0,82	0,89	0,94	0,97	0,99	4,3
0,40	0,81	0,88	0,92	0,95	0,98	1,00	3,4
0,50	0,85	0,91	0,93	0,96	0,99	1,00	2,8
0,80	0,90	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00	2,2

При значениях α больше 0,8 принимается $\psi = 1{,}0$.

Допустимая величина раскрытия трещин в железобетонных трубопроводах пока еще НиТУ не установлена. Во всяком случае она не должна превышать 0,2 *мм*, но, повидимому, большое значение должна иметь и глубина распространения трещины.

Однако при образовании пластического шарнира ширина раскрытия трещин не пропорциональна напряжению в арматуре и, следовательно, не пропорциональна величине изгибающего момента. Таким образом, формулой (VI.47) в стадии образования пластического шарнира пользоваться уже нельзя. Ввиду этого следует вести расчет трубы на раскрытие трещин, исходя из рассмотрения упругой стадии ее работы.

Как известно, величина раскрытия трещин тем больше, чем: 1) меньше коэффициент армирования, 2) больше диаметр арматуры, 3) ниже прочность бетона и 4) выше соотношение между длительно действующей частью нагрузки и кратковременно действующей частью ее.

Если взять: коэффициент армирования $\mu = 0{,}01$, диаметр арматуры $d = 10$ *мм*, бетон марки 200, постоянную часть нагрузки равной временной ($g = p$) и напряжение в арматуре

$= R_а = 2\,100$ *кг/см²*, приблизительно соответствующее нормативному изгибающему моменту в упругой стадии, близкому по величине к расчетному выравненному моменту, то получим следующий результат:

$$\alpha = 3\mu \frac{E_а}{E_б} \frac{g+p}{2g+p} = 3 \cdot 0{,}01 \frac{2{,}1 \cdot 10^6}{2 \cdot 10^5} \cdot \frac{2}{3} = 0{,}21.$$

По табл. 33 находим по интерполяции: $\psi = 0{,}9$, $k_1 = 5{,}8$. Расстояние между трещинами по формуле (VI.47):

$$l_т = k_1 \frac{E_а}{E_б} \frac{d}{4} = 5{,}8 \frac{2{,}1 \cdot 10^6}{2 \cdot 10^5} \cdot \frac{1}{4} = 15{,}2 \text{ см}.$$

Ширина раскрытия трещин по формуле (VI.47):

$$a_т = \psi \frac{\sigma_а}{E_а} l_т \frac{2g+p}{g+p} = 0{,}9 \frac{2\,100}{2{,}1 \cdot 10^6} 15{,}2 \cdot \frac{3}{2} = 0{,}0205 \text{ см} = 0{,}205 \text{ мм}.$$

Таким образом, ширина раскрытия трещин оказалась на пределе допустимого. При уменьшении процента армирования, увеличении диаметра арматуры, снижении марки бетона или при увеличении доли постоянной нагрузки III предельное состояние окажется главенствующим.

Пример 27. Для трубы примера 25 найти величину нормативной нагрузки, исходя из рассмотрения III предельного состояния, если допустимая ширина раскрытия трещин составляет $a_т = 0{,}2$ *мм* $= 0{,}02$ *см*.

Пользуясь формулой (VI.50), находим значение коэффициента α:

$$\alpha = \frac{3F_а E_а}{bh_0 E_б} \frac{g+p}{2g+p} = \frac{3 \cdot 6{,}03 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6}{100 \cdot 7{,}6 \cdot 2 \cdot 10^5} \cdot \frac{2}{3} = 0{,}167.$$

По табл. 31 и 33 находим $k_1 = 7{,}33$, $\eta = 0{,}83$.

Исходя из формулы (VI.47), можно найти величину

$$\sigma_а \psi l_т = a_т E_а \frac{g+p}{2g+p} = 0{,}02 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6 \cdot \frac{2}{3} = 2{,}8 \cdot 10^4 \text{ кг/см}.$$

В то же время из формулы (VI.47) можно получить

$$l_т = k_1 \frac{E_а}{E_б} \frac{d}{4} = 7{,}33 \frac{2{,}1 \cdot 10^6}{2 \cdot 10^5} \cdot \frac{0{,}8}{4} = 15{,}3 \text{ см};$$

отсюда

$$\sigma_а \psi = \frac{2{,}8 \cdot 10^4}{15{,}3} = 1\,825 \text{ кг/см}^2.$$

Зная величину α и пользуясь табл. 33, находим те значения $\sigma_а \psi$, произведение которых составляет 1 825 *кг/см²*:

$$\sigma_а = 2\,100 \text{ кг/см}^2, \quad \psi = 0{,}87.$$

Нормативный изгибающий момент из уравнения (VI.49):

$$M^н = \sigma_а F_а \eta h_0 = 2\,100 \cdot 6{,}03 \cdot 0{,}83 \cdot 7{,}6 = 79\,600 \text{ кгсм}.$$

В соответствии с формулой (III.30) нормативная нагрузка равна

$$P^н = \frac{M^н}{0{,}318r} = \frac{79\,600}{0{,}318 \cdot 40} = 6\,250 \text{ кг}.$$

Допускаемая же нагрузка, вычисленная по несущей способности при упругой стадии работы трубы и коэффициенте запаса 1,8, оказывается равной 4 700 *кг*, т. е. на 25% меньше.

6. Железобетонные предварительно напряженные трубы[1]

Предварительно напряженные железобетонные трубы применяют главным образом для напорных водоводов с рабочим гидравлическим давлением до 10 *ати* и диаметром от 300 до 1 500 *мм*. Напряженно армированные трубы рекомендованы к широкому применению Всесоюзной конференцией по бетону и железобетону (30 мая — 3 июня 1955 г.). Продольный разрез железобетонной предварительно напряженной трубы показан на рис. 98. Труба состоит из железобетонного сердечника *1*, в котором размещается

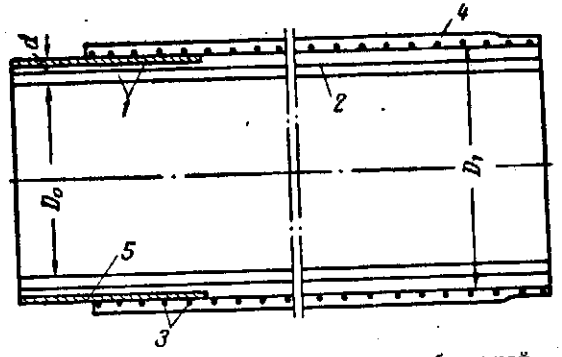


Рис. 98. Продольный разрез железобетонной предварительно напряженной трубы

предварительно напряженная продольная арматура *2* и на который навивается предварительно напряженная спиральная арматура *3*. Защитный слой *4* наносится на наружную поверхность сердечника. Стальной цилиндр *5* с толщиной стенки 3 *мм* служит защитой конца трубы, сделанного с уступом для устройства гибкого стыка.

Сердечник изготовляется из плотного бетона марки не ниже 300 и имеет собственную арматуру в виде продольных, обычно предварительно напряженных стержней и спирали. Для предварительно напряженной спиральной арматуры применяется холоднотянутая углеродистая или высокоуглеродистая проволока диаметром от 2 до 5 *мм* с пределом прочности при растяжении не менее 5 000 *кг/см²*, а лучше 10 000—18 000 *кг/см²*. Защитный слой выполняется толщиной 15 *мм* (считая от поверхности сердечника) из цементного раствора марки не ниже 300. Методика расчета из цементного раствора марки не ниже 300. Методика расчета предварительно напряженных железобетонных труб разработана проф. В. В. Михайловым и его последователями.

[1] См. [32] и [40].

Расчет железобетонных предварительно напряженных труб производится по III предельному состоянию, определяемому появлением трещин в стенке. При этом должно быть удовлетворено условие (I.5), но в данном случае для расчетных нагрузок

$$M_{\text{расч}} \leqslant M_{\text{тр}},$$

где M — расчетный изгибающий момент в упругой стадии работы трубы, определяемый по формуле (III.30);

$M_{\text{тр}}$ — предельный момент, воспринимаемый стенкой трубы, при появлении трещин; $M_{\text{тр}}$ определяют, исходя из следующих предпосылок:

а) принимают закон плоских сечений;

б) эпюру нормальных напряжений в бетоне принимают в виде прямоугольника с ординатами $R_{\text{р}}$ в растянутой зоне и в виде треугольника в сжатой зоне;

в) считают, что защитный слой не имеет предварительных напряжений и что он принимает участие в работе стенки трубы на изгиб;

г) принимают определенную величину отношения, характеризующего пластичность бетона:

$$\frac{E_{\text{с.б}}}{R_{\text{р}}^{\text{н}}}\,\varepsilon_{\text{р}} = 2,$$

где $E_{\text{с.б}}$ — модуль упругости сжатых бетонных элементов;

$R_{\text{р}}^{\text{н}}$ — нормативное сопротивление бетона при растяжении;

$\varepsilon_{\text{р}}$ — предельное относительное удлинение бетона при растяжении.

Расчетные формулы выводятся из условия равновесия сил в продольном сечении трубы и из рассмотрения условий деформации [1].

Величина предельного момента при появлении трещин в бетоне определяется по формуле

$$M_{\text{тр}} = m_1 m_2 bh^2 R_{\text{р}}\left[0{,}29 + 0{,}17\left(\mu\,\frac{\sigma_{\text{а,пр}}}{R_{\text{р}}} - n_{\text{тр}}\right)\right], \qquad \text{(VI.51)}$$

где m_1 — коэффициент условий работы трубы, принимаемый равным 0,85;

m_2 — коэффициент условий работы для сборных элементов, изготовляемых на заводах, принимаемый равным 1,1;

b — длина участка трубы, выделенная для расчета, в *см*;

h — полная толщина стенки трубы;

$\sigma_{\text{а,пр}}$ — предварительное напряжение арматуры с учетом потерь в *кг/см²*;

$$\sigma_{\text{а,пр}} = k_1\,\sigma_{\text{а,к}} - \sigma_{\text{пот}};$$

[1] Вывод формул см. в [32].

k_1 — коэффициент однородности предварительного напряжения арматуры, принимаемый равным 0,9;

$\sigma_{\text{а,к}}$ — предельное напряжение арматуры, контролируемое при натяжении, в *кг/см²*;

$\sigma_{\text{пот}}$ — величина потери предварительного натяжения, принимаемая равной 600 *кг/см²*;

μ — коэффициент армирования:

$$\mu = \frac{F_{\text{а}}}{bd};$$

$F_{\text{а}}$ — площадь спиральной предварительно напряженной арматуры в *см²*, отнесенной к 1 *см* длины трубы;

d — толщина сердечника в *см*;

$R_{\text{р}}$ — расчетное сопротивление бетона при растяжении в *кг/см²*, равное нормативному сопротивлению, умноженному на коэффициент однородности бетона $k_{\text{б}} = 0{,}5$;

$n_{\text{тр}}$ — коэффициент, учитывающий влияние напора, определяемый по формуле

$$n_{\text{тр}} = \frac{N_{\text{расч}}}{bhR_{\text{р}}}, \qquad \text{(VI.52)}$$

$N_{\text{расч}}$ — расчетное растягивающее усилие от действия напора в *кг*.

Величина предварительного напряжения арматуры, контролируемая при натяжении, не должна превышать $0{,}7\sigma_{\text{р}}$, т. е. 70% расчетного сопротивления арматуры растяжению; рекомендуется принимать $\sigma_{\text{а,к}} = 0{,}7\,\sigma_{\text{р}}$.

Величина предварительных сжимающих напряжений в бетоне стенки сердечника с учетом потерь, составляющая

$$\sigma_{\text{б,пр}} = \sigma_{\text{а,к}}\,\mu, \qquad \text{(VI.53)}$$

не должна превышать 0,7 от призменной прочности бетона сердечника к моменту навивки арматуры.

Кроме того, железобетонные предварительно напряженные трубы следует рассчитывать по несущей способности на прочность защитного слоя и на прочность сердечника без учета внутреннего давления, пользуясь формулой (I.1). В первом случае несущая способность стенки определяется следующим выражением:

$$M_{\text{пр}} = m_1 m_2\,\frac{R_{\text{и,1}}bh^2}{6}; \qquad \text{(VI.54)}$$

во втором случае:

$$M_{\text{пр}} = m_1 m_2\left(R_{\text{и,2}} - \sigma_{\text{б,пр}}\right)\frac{bh^2}{6\left(1 - \dfrac{2a}{h}\right)}, \qquad \text{(VI.55)}$$

где $R_{и,1}$ и $R_{и,2}$ — расчетные сопротивления бетона сжатию при изгибе соответственно для защитного слоя и для сердечника, равные нормативному сопротивлению, умноженному на коэффициент однородности $k_б = 0{,}65$;

a — толщина защитного слоя;

$\sigma_{б,пр}$ — предварительное напряжение в бетоне с учетом потерь:

$$\sigma_{б,пр} = \left(k_1 \sigma_{а,к} - \sigma_{пот}\right)\mu = \sigma_{а,пр}\mu. \qquad (VI.56)$$

Выбор типа железобетонной предварительно напряженной трубы производится по условию:

$$p_{тр} \leqslant p_{тр,пр}; \qquad (VI.57)$$

здесь $p_{тр}$ — величина внутреннего гидравлического давления, вызывающего образование трещин в трубе при отсутствии другой нагрузки:

$$p_{тр} = \frac{R_р^н\, bd\left[\frac{\sigma_{а,к}(1+\eta\mu)}{1+0{,}5\,\eta\mu} - \sigma_{пот} + 300\right]F_а}{r_0\, b}, \qquad (VI.58)$$

где $R_р^н$ — нормативное сопротивление бетона сердечника в *кг/см²*;

b — длина участка трубы, равная 1 *см*;

η — отношение модулей упругости стали и бетона;

r_0 — радиус внутренней поверхности в *см*;

$p_{тр,пр}$ — предельное внутреннее гидравлическое давление, которое выдерживает труба данного типа до образования трещин в бетоне; эта величина определяется по табл. 34 в зависимости от типа трубы.

Таблица 34

Величины давлений для труб (в *ати*)

Вид внутреннего гидравлического давления	Типы труб				
	НЖ-I	НЖ-II	НЖ-III	НЖ-IV	НЖ-V
Вызывающее образование трещин ($p_{тр,пр}$) . . .	12	16	20	24	28
Контрольное на водонепроницаемость ($p_н$) . . .	8	10	12	12	12
Допустимое рабочее ($p_д$)	6	8	10	10	10

Пример 28[1]. Подобрать площадь поперечного сечения напряженной спиральной арматуры и выбрать тип трубы внутренним диаметром $D_0 = 900$ *мм*, если толщина стенки трубы с защитным слоем $h = 100$ *мм*, толщина сердечника $d = 80$ *мм*.

Марка бетона сердечника 400 (прочность в контрольных кубиках 300).

[1] Пример взят из литературы [40] с сохранением только тех вычислений, которые относятся к содержанию данного раздела.

Марка бетона для защитного слоя 300. Напряженная арматура в виде спирали из проволоки с пределом прочности при растяжении $\sigma_р = 17\,000$ *кг/см²*.

Расчетная вертикальная нагрузка, приведенная к двум сосредоточенным силам, $P_{расч} = 4{,}21$ *т*. Расчетное внутреннее давление $p_{расч} = 15$ *ати*.

Радиус срединной поверхности трубы

$$r = \frac{D_0 + h}{2} = \frac{0{,}9 + 0{,}1}{2} = 0{,}5\ м.$$

Расчетный изгибающий момент по формуле (III.30).

$$M_{расч} = 0{,}318\, P_{расч}\, r = 0{,}318 \cdot 4{,}21 \cdot 0{,}5 = 0{,}672\ тм.$$

Расчетное усилие от внутреннего давления

$$N_{расч} = p_{расч}\, r_0\, b = 15 \cdot 45 \cdot 100 = 67\,500\ кг = 67{,}5\ т.$$

Величина предварительного напряжения арматуры, контролируемая при натяжении:

$$\sigma_{а,к} = 0{,}7\,\sigma_р = 0{,}7 \cdot 17\,000 = 11\,900\ кг/см^2.$$

Предварительное напряжение в арматуре с учетом потерь

$$\sigma_{а,пр} = k_1 \sigma_{а,к} - \sigma_{пот} = 0{,}9 \cdot 11\,900 - 600 = 10\,100\ кг/см^2.$$

Расчетное сопротивление бетона сердечника при растяжении

$$R_р = k_б\, R_р^н = 0{,}5 \cdot 25 = 12{,}5\ кг/см^2.$$

Коэффициент, учитывающий влияние напора по формуле (VI.52):

$$n_{тр} = \frac{N_{расч}}{bhR_р} = \frac{67\,500}{100 \cdot 10 \cdot 12{,}5} = 5{,}4.$$

Приравниваем требуемую величину предельного момента при появлении трещин в бетоне расчетному изгибающему моменту

$$M_{тр} = M_{расч} = 67\,200\ кгсм$$

и решаем уравнение (VI.51) относительно коэффициента армирования

$$\mu = \left(\frac{M_{тр}}{m_1 m_2\, bh^2 R_р} - 0{,}29 + 0{,}17\, n_{тр}\right)\frac{R_р}{0{,}17\,\sigma_{а,пр}} =$$

$$= \left(\frac{67\,200}{0{,}85 \cdot 1{,}1 \cdot 100 \cdot 10^2 \cdot 12{,}5} - 0{,}29 + 0{,}17 \cdot 5{,}4\right)\frac{12{,}5}{0{,}17 \cdot 10\,100} =$$

$$= (0{,}575 - 0{,}29 + 0{,}918)\, 0{,}0073 = 0{,}00877.$$

Требуемая площадь поперечного сечения спиральной арматуры

$$F_а = \mu bd = 0{,}00877 \cdot 100 \cdot 8 = 7{,}01\ см^2.$$

Принята спираль из проволоки диаметром 2,6 *мм* с шагом витка 13 *мм*.

Для определения типа трубы найдем по формуле (VI.58) величину внутреннего гидравлического давления, вызывающего образование трещин (при этом принято $b = 1$ *см*; $\eta = \frac{E_а}{E_б} = 6$):

$$p_{тр} = \frac{R_р^н\, bd + \left[\frac{\sigma_{а,к}(1+\eta\mu)}{1+0{,}5\,\eta\mu} - \sigma_{пот} + 300\right]F_а}{r_0\, b} =$$

$$= \frac{25 \cdot 1 \cdot 8 + \left[\frac{11\,900(1+6 \cdot 0{,}00877}{1+0{,}5 \cdot 6 \cdot 0{,}00877} - 600 + 300\right]\frac{7{,}01}{100}}{45 \cdot 1} = 22{,}7\ ати.$$

По табл. 34 принимаем трубу типа НЖ-IV, для которой $p_{тр,пр} = 24$ *ати*.

Производим поверку несущей способности стенки трубы на изгиб без учета внутреннего давления.

Несущая способность стенки трубы из условия прочности защитного слоя на сжатие при изгибе определяется по формуле (VI.54) и сравнивается с величиной расчетного изгибающего момента

$$M_{пр} = m_1 m_2 \frac{R_{и,1}\, bh^2}{6} = 0{,}85 \cdot 1{,}1 \frac{162 \cdot 100 \cdot 10^2}{6} =$$

$$= 251\,000 \text{ кгсм} > 67\,200 \text{ кгсм},$$

где $R_{и,1} = k_б R^н_и = 0{,}65 \cdot 250 = 162$ *кг/см²*.

Несущая способность стенки трубы из условия прочности сердечника на сжатие при изгибе находится по формуле (VI.55):

$$M_{пр} = m_1 m_2 (R_{и,2} - \sigma_{б,пр}) \frac{bh^2}{6\left(1 - \frac{2a}{h}\right)} = 0{,}85 \cdot 1{,}1\,(210 - 87) \frac{100 \cdot 10^2}{6\left(1 - \frac{2 \cdot 2}{10}\right)} =$$

$$= 320\,000 \text{ кгсм} > 67\,200 \text{ кгсм},$$

где $R_{и,2} = k_б R^н_и = 0{,}65 \cdot 325 = 210$ *кг/см²*,

$$\sigma_{б,пр} = \sigma_{а,пр}\, \mu = 10\,100 \cdot 0{,}00877 = 89 \text{ кг/см}^2.$$

7. Деревянные трубы

Засыпка землей допускается лишь для трубопроводов диаметром до 1 000 *мм*, причем высота засыпки над трубопроводом не должна превышать 2,5 *м* для трубопроводов диаметром до 600 *мм* и 1,5 *м* для трубопроводов от 700 до 1 000 *мм*. Частичная засыпка трубопровода по высоте не допускается.

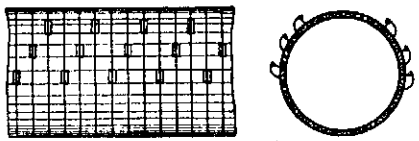


Рис. 99. Деревянная клепочная труба

При пересечении деревянным трубопроводом железных и автомобильных дорог нагрузки от них не должны передаваться на трубопровод. Для деревянных трубопроводов (рис. 99) применяется клепка из сосны, кедра или лиственницы. Для трубопроводов со сроком службы до 10 лет допускается применение клепки из ели.

Для незасыпанных трубопроводов должна применяться нешпунтованная клепка, а для засыпанных — шпунтованная. Толщина клепки принимается согласно табл. 35.

Бандажи рассчитываются по несущей способности на прочность при действии внутреннего давления.

Расчетное усилие в бандаже определяется по формулам:

а) при расчетном внутреннем давлении до 4,33 *ати*

$$N_{расч} = p_0\, b\, (r_0 + 1{,}5\, h); \qquad \text{(VI.59)}$$

Таблица 35

Толщина клепки

Внутренний диаметр трубопровода D_0 в *мм*	Толщина клепки h в *мм*	Внутренний диаметр трубопровода D_0 в *мм*	Толщина клепки h в *мм*
500— 800	40	2 500—2 900	75
900—1 100	42	3 000—3 600	85
1 200—1 400	50	3 800—4 400	93
1 500—1 800	62	4 600—4 800	95
1 900—2 400	71	5 000	

б) при расчетном внутреннем давлении выше 4,33 *ати*

$$N_{расч} = p_0\, b\, (r_0 + 8h), \qquad \text{(VI.60)}$$

где p_0— расчетное внутреннее давление в трубопроводе;

b — расстояние между осями бандажей, которое не должно превышать 20 *см*;

r_0— внутренний радиус трубопровода.

Несущая способность бандажа на растяжение составляет

$$N_{пр} = mR\, \frac{\pi d^2}{4}, \qquad \text{(VI.61)}$$

где R — расчетное сопротивление стали растяжению (см. стр. 156);

d — диаметр бандажа (в пределах от 10 до 33 *мм*) по сечению, ослабленному нарезкой, если последняя устроена без утолщения конца бандажа;

m — коэффициент условий работы, который следует принимать равным 0,8.

Кроме того, диаметр бандажа должен быть проверен на смятие поперек волокон древесины клепки от натяжения бандажа:

а) при $d > 16$ *мм* — по формуле

$$\sigma_{см} = \frac{2N_{расч}}{d\,(r_0 + h)} \leqslant R_{см\ 90°}; \qquad \text{(VI.62)}$$

б) при $d \leqslant 6$ *мм* — по формуле

$$\sigma_{см} = \frac{4N_{расч}}{3\,(r_0 + h)\, d} \leqslant R_{см\ 90°}, \qquad \text{(VI.63)}$$

где $N_{расч}$ — расчетное усилие в бандаже, найденное по формуле (VI.59) или (VI.60);

$R_{см\ 90°}$ — расчетное сопротивление на смятие поперек волокон древесины клепки в *кг/см²*, принимаемое для сосны и ели равным 40 *кг/см²*, для кедра — 35 *кг/см²*, для лиственницы — 50 *кг/см²*.

Площадь опорной поверхности башмака также должна быть проверена расчетом на смятие древесины клепки поперек волокон.

8. Определение несущей способности труб по данным механических испытаний

Как известно, главная цель расчета состоит в том, чтобы подобрать такое сечение стенок труб, которое гарантировало бы невозможность наступления того или иного предельного состояния, т. е. бесперебойную эксплуатацию трубопровода.

Расчетом приходится пользоваться не только при проектировании, но также и при приемке партии готовых труб. В этом случае должна быть найдена величина браковочного минимума разрушающей нагрузки при испытаниях образцов труб на прессе по трем образующим. Обычно от каждой сотни берется 5 образцов.

Если подсчитана приведенная к двум сосредоточенным силам сумма расчетных нагрузок $P_{\text{расч}}$, которым будет подвергаться труба при эксплуатации, или равная ей требуемая несущая способность трубы $P_{\text{пр}}$, также приведенная к двум сосредоточенным силам, то величина браковочного минимума приближенно может быть определена по формуле

$$P_{\text{мин}} = \frac{P_{\text{пр}}}{mk}, \qquad \text{(VI.64)}$$

где m — коэффициент условий работы трубы, уложенной в земле;

k — коэффициент однородности труб данной партии, который в первом приближении может быть принят равным установленному нормами коэффициенту однородности материала, из которого изготовлены трубы:

для стальных труб	$k = 0{,}9 \div 0{,}85$	в зависимости от марки стали;
для кирпичных труб	$k = 0{,}6 \div 0{,}5$	в зависимости от класса работы;
для асбестоцементных труб	$k = 0{,}75$	
для бетонных труб	$k = 0{,}65 \div 0{,}55$	в зависимости от марки бетона;
для железобетонных труб	$k = 0{,}75$.	
для керамических труб	$k = 0{,}5$.	

При заводском изготовлении бетонных и железобетонных труб эти цифры могут быть повышены на 10%.

Для железобетонных труб принят коэффициент однородности несколько меньший, чем коэффициент однородности арматуры. Это сделано исходя из того, что несущая способность труб зависит не только от арматуры, но также и от толщин стенок, которые сами могут иметь отклонения от проектных размеров.

Для труб из пластичных материалов действительная несущая способность оказывается значительно выше, чем найденная расчетом по упругой стадии. Поэтому при применении формулы (VI.64) для железобетонных труб под $P_{\text{пр}}$ следует понимать несущую способность, найденную с учетом перераспределения усилий благодаря пластическим деформациям.

Для труб из материалов, для которых не установлено нормативное или расчетное сопротивление (керамических, гончарных, асбестоцементных и др.), несущая способность при действии двух сосредоточенных сил должна определяться по данным испытания образцов труб на прессе по формуле

$$P_{\text{пр}} = P_{\text{мин}} mk, \qquad \text{(VI.65)}$$

где $P_{\text{мин}}$ — минимальная разрушающая нагрузка при испытаниях образцов труб на прессе.

Пример 29. Образцы, отобранные из партии асбестоцементных труб ($D_0 = 300$ *мм*; $h = 24$ *мм*) показали при испытаниях на прессе разрушающую нагрузку не ниже $P_{\text{мин}} = 10\,000$ *кг*. Требуется определить, какую вертикальную нагрузку от засыпки можно допустить для всей партии труб при укладке их на спрофилированное дно траншеи.

Принимаем коэффициент перегрузки для давления засыпки $n_{\text{в}} = 1{,}4$; коэффициент условий работы трубы $m = 0{,}67$ и коэффициент однородности асбестоцементных труб $k = 0{,}75$.

По формуле (VI.65) можно определить несущую способность труб или, что то же самое, приведенную нагрузку

$$P_{\text{пр}} = mk\,P_{\text{мин}} \cdot 0{,}67 \cdot 0{,}75 \cdot 10\,000 = 5\,025 \text{ кг}.$$

Для трубы $D_0 = 300$ *м* по графику рис. 55 коэффициент приведения нагрузки $\beta = 0{,}615$. Тогда нормативная (наибольшая допустимая эксплуатационная) вертикальная нагрузка при укладке в траншее составит

$$G^{\text{н}}_{\text{в}} = \frac{P_{\text{пр}}}{n\beta} = \frac{5\,025}{1{,}4 \cdot 0{,}615} = 5\,836 \text{ кг}.$$

Более строгое соотношение между $P_{\text{пр}}$ и $P_{\text{мин}}$ может быть установлено по методам теории вероятностей в зависимости от числа испытанных образцов и результатов каждого испытания.

Пусть число труб во всей партии, полученной от завода-изготовителя, составляет N, а число взятых образцов n и пусть разрушающие нагрузки для этих образцов будут:

$$P_1, P_2, P_3, \ldots, P_i, \ldots, P_n.$$

Найдем среднее арифметическое разрушающих нагрузок для всех образцов

$$P_0 = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} P_i}{n}. \qquad \text{(VI.66)}$$

По формулам теории вероятностей найдем коэффициент изменчивости (вариации) и предельное значение коэффициента асимметрии, определяющие вид кривой распределения:

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_{1}^{n}\left(\frac{P_i}{P_0} - 1\right)^2}{n-1}}; \qquad \text{(VI.67)}$$

$$C_s = 2C_v. \qquad \text{(VI.68)}$$

Произведение коэффициента изменчивости на среднее арифметическое дает среднее квадратическое отклонение или стандарт. Вероятная несущая способность наиболее слабой трубы всей партии может быть определена по формуле:

$$P_{\text{пр}} = (aC_v + 1)\,P_0, \qquad \text{(VI.69)}$$

где a — коэффициент отклонения ординаты кривой обеспеченности от середины, находящийся в зависимости от характера кривой распределения, от величины C_s и от числа труб всей партии, определяющего степень обеспеченности. Обычно принимают $a = -3$.

Допуская, что распределение прочностных характеристик труб подчиняется закону кривой Фостера, являющемуся более общим, чем нормальное распределение Гаусса, можно пользоваться табл. 36 (Фостера), исходя, например, из обеспеченности 99%, которая отвечает одной трубе на 100 шт.

Таблица 36

Коэффициенты a отклонения ординат кривой обеспеченности от середины

C_s	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4
a	—2,33	—2,18	—2,03	—1,88	—1,74	—1,59	—1,45	—1,32

Продолжение табл. 36

C_s	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0
a	—1,19	—1,08	—0,99	—0,90	—0,83	—0,77	—0,71	—0,67

От значения $P_{\text{пр}}$, найденного по кривой распределения, нужно отнять поправку, гарантирующую от возможности просчета в сторону преувеличения вычисляемой несущей способности:

$$\Delta P = \frac{P_0\,C_v}{\sqrt{n}}\sqrt{1 + \frac{a^2}{2}}\,. \qquad \text{(VI.70)}$$

Пример 30. Требуется установить наименьшую несущую способность партии труб, число которых составляет $N = 100$ шт., по данным испытания на прессе $n = 5$ образцов, для которых установлены следующие разрушающие нагрузки: $P_1 = 4\,750$ *кг*, $P_2 = 4\,805$ *кг*, $P_3 = 5\,020$ *кг*, $P_4 = 4\,680$ *кг*, $P_5 = 4\,700$ *кг* $= P_{\text{мин}}$.

Среднее арифметическое разрушающих нагрузок для образцов

$$P_0 = \frac{4\,750 + 4\,805 + 5\,020 + 4\,680 + 4\,700}{5} = 4\,791 \text{ кг}.$$

Коэффициент изменчивости по формуле (VI.67):

$$C_v = \sqrt{\frac{0{,}00631}{4}} = 0{,}0395 \approx 4\%.$$

Коэффициент асимметрии из соотношения (VI.68):

$$C_s = 2\,C_v = 2 \cdot 0{,}04 = 0{,}08.$$

По табл. 36 по интерполяции находим $a = -2{,}27$.

Наименьшая вероятная несущая способность трубы всей партии по формуле (VI.69):

$$P_{\text{пр}} = (-2{,}27 \cdot 0{,}04 + 1)\,4\,791 = 4\,350 \text{ кг}.$$

Поправка, гарантирующая от просчета в сторону преувеличения несущей способности по формуле (VI.70):

$$\Delta P = \frac{P_0\,C_v}{\sqrt{n}}\sqrt{1 + \frac{a^2}{2}} = \frac{4\,791 \cdot 0{,}04}{\sqrt{5}}\sqrt{1 + \frac{2{,}27^2}{2}} =$$

$$= 85{,}3 \cdot 1{,}89 = 161 \text{ кг}.$$

Таблица 37

Разрушающие нагрузки для труб из разных материалов

Внутренний диаметр D_0 в *мм*	Бетонные безнапорные трубы (ГОСТ 6482-53)		Железобетонные безнапорные трубы (ГОСТ 6482-53)				Керамические канализационные трубы (ГОСТ 286- 54)	
			нормальной прочности		повышенной прочности			
	наибольшая толщина стенки h в *мм*	разрушающая нагрузка $P_{\text{мин}}$ в *кг*	h в *мм*	$P_{\text{мин}}$ в *кг*	h в *мм*	$P_{\text{мин}}$ в *кг*	наибольшая толщина стенки h в *мм*	разрушающая нагрузка $P_{\text{мин}}$ в *кг*
125	—	—	—	—	—	—	18	—
150	30	2 200	—	—	—	—	19	2 000
200	40	2 500	—	—	—	—	20	2 000
250	50	2 800	—	—	—	—	22	2 000
300	60	3 100	40	3 000	50	5 800	25	2 500
350	60	3 500	40	3 400	50	5 900	28	2 500
400	70	3 800	50	3 600	60	6 100	30	2 500
450	—	—	—	—	—	—	34	2 500
500	80	4 300	60	3 800	70	6 500	36	3 000
550	—	—	—	—	—	—	39	3 000
600	90	4 800	60	4 000	80	7 000	41	3 000
700	—	—	70	4 200	90	7 500	—	—
800	—	—	80	4 500	100	7 800	—	—
900	—	—	90	4 800	110	8 200	—	—
1 000	—	—	100	5 200	120	9 000	—	—
1 200	—	—	120	5 800	140	10 000	—	—
1500	—	—	140	6 300	160	11 000	—	—

Наименьшая гарантированная несущая способность трубы всей партии

$$P_{пр} = 4\,350 - 161 = 4\,189\ кг.$$

Коэффициент однородности партии труб в условиях данного примера составляет

$$k = \frac{P_{пр}}{P_{мин}} = \frac{4\,189}{4\,680} = 0{,}895.$$

В табл. 37 приведены браковочные минимумы разрушающих нагрузок для образцов труб из разных материалов, установленные соответствующими ГОСТ.

При гидравлических испытаниях трубы должны выдерживать такое внутреннее давление (в *ати*):

бетонные и железобетонные трубы нормальной прочности	0,5
железобетонные трубы повышенной прочности	1,0
керамические трубы	2,0

В заключение отметим большую важность дальнейшего исследования действительных условий работы труб, уложенных в земле и уточнения методов их расчета.

ЛИТЕРАТУРА

1. Анучкин М. П. и Лифшиц Л. С., Причины разрыва сварных стыков трубопроводов, Труды ВНИИСтройнефти, вып. 4, Гостоптехиздат, 1952.
2. Аронов Р. И., Исследование усилий взаимодействия трубы и грунта при продольных перемещениях трубопровода, Труды ВНИИСтройнефти, вып. 5, Гостоптехиздат, 1953.
3. Аронов С. Н., Расчет на прочность магистральных газопроводов по методу предельного состояния, «Нефтяное хозяйство» № 10, 1951.
4. Будберг В. Ю., Давление насыпей на трубы, «Строительство дорог» № 10—11, 1945.
5. Бурдзгла Н. Л., Новые конструкции гидротехнических водоводов и тоннелей, Гос. издательство литературы по строительству и архитектуре, М., 1954.
6. Гаврашенко Е. А., Обобщенная теория Янсена и ее приложение, Сборник трудов Азербайджанского научно-исследовательского института сооружений и стройматериалов, изд. АзИС, Баку, 1939.
7. Галкин Я. Г., Общий метод определения давления грунтов в тоннельных выработках «Советский метрополитен» № 1, 1939.
8. Герцог А. А., Гофрированные трубы на автомобильных дорогах, изд. Гушосдора, 1939.
9. Гинзбург А. М., Расчет открытой тонкостенной напорной трубы, опирающейся на горизонтальное жесткое основание, Гидравлика и конструкции, Сб. научных работ н.-иссл. гидротехн. лабор. Южспецстроя, Гос. научно-техническое издательство Украины, 1938.
10. Годына А. К., Шарнирные бетонные и железобетонные трубы, Дориздат, 1952.
11. Дандуров М. И., Тоннели, Трансжелдориздат, 1952.
12. Давиденков Н. Н., Струнный метод в применении к измерению давлений земли, «Журнал технической физики», т. II, вып. 5, 7 и 8, 1932.
13. Давыдов С. С., Расчет и проектирование подземных конструкций, Стройиздат, 1950.
14. Давыдов С. С., Расчет подземных конструкций по предельным состояниям, Расчеты на прочность, жесткость, устойчивость и колебания, Сб. статей, Машгиз, 1955.
15. Дацко Н. Ф., Давление земли на трубопроводы больших сечений, изд. АзИС, Баку, 1939.
16. Емельянов Л. М., Напряженное состояние засыпки, ограниченной параллельными стенками, «Советский метрополитен» № 12, 1940.
17. Емельянов Л. М., Давление земли на подземные сооружения, возводимые открытым способом, «Гидротехника и мелиорация» № 3, 1950.
18. Емельянов Л. М., О расчете тонкостенных труб, заложенных в земле, «Гидротехника и мелиорация», № 10, 1952.
19. Завацкий С., Расчет круглых водопроводных труб с тонкими стенками, 1914.
20. Изготовление, расчет и испытание бетонных и железобетонных труб, Сб. статей под ред. Б. Г. Скрамтаева, ГОНТИ, 1938.

21. Камерштейн А. Г., Влияние овальности стальных труб на величину кольцевых напряжений, Труды ВНИИСтройнефти, вып. 1, Гостоптехиздат, 1950.

22. Киселев В. А., Рациональные формы арок и подвесных систем, Гос. издательство литературы по строительству и архитектуре, 1953.

23. Клейн Г. К. и Ляцкий М. И., Расчет круглых железобетонных и бетонных труб, «Водоснабжение и санитарная техника» № 4—5, 1937.

24. Клейн Г. К. и Черкасов И. И., Упруго-пластическая деформация кругового кольца, «Вестник инженеров и техников» № 1, 1951.

25. Клейн Г. К., Практический способ расчета труб с учетом упругого отпора грунта, Сборник трудов Московского ин-та инженеров коммун. строительства, вып. 3, 1941.

26. Клейн Г. К., Расчет труб и тоннельных обделок произвольного поперечного сечения по методу предельного равновесия, «Вестник инженеров и техников», № 6, 1952.

27. Лопатин Б. В., Тепловые сети, строительные конструкции и их расчет, Гос. издательство литературы по строительству и архитектуре, 1954.

28. Лессиг Е. Н., Расчет на поперечные нагрузки замкнутых круговых оболочек с жесткими опорными сечениями, Сб. трудов МИСИ № 5, Инженерные конструкции, Стройиздат, 1947.

29. Мукурдумов Р. М., Вопросы сейсмостойкости подземных трубопроводов, изд. АН УзССР, 1953.

30. Новиков А. М., Таблицы для расчета труб, сводов и арок, Стройиздат, 1942.

31. Обухов Е. С., Аварии канализационных коллекторов и борьба с ними, Госстройиздат, 1939.

32. Овсянкин В. И., Железобетонные напорные трубы, Стройиздат, 1951.

33. Пестов Г. Н., Прокладка трубопроводов и каналов способом продавливания, Гостоптехиздат, 1950.

34. Петров И. П., Камерштейн А. Г., Долгов В. К., Расчет напорных стальных трубопроводов на прочность, Гос. издательство литературы по строительству и архитектуре, 1955.

35. Покровский Г. И. и Купцов И. Г., Определение давления на трубы, уложенные в траншеях, лабораторные исследования, изд. Академии коммун. хозяйства РСФСР, 1937.

36. Покровский Г. И., О деформации полупространства движущейся нагрузкой, Труды Дорожного научно-исследовательского института, вып. 3, 1941.

37. Сегаль А. И., Расчет замкнутого кольца как статически определимой системы, Исследования по теории сооружений, Сб. № 3, Госстройиздат, 1939.

38. Скворцов А. А., Расчет трубопроводов на прочность по предельному состоянию, «Нефтяное хозяйство», № 1, 1953.

39. Технические условия и нормы проектирования, трубопроводы напорные стальные для гидроэлектрических станций (ТУ-9-51), Госэнергоиздат, 1952.

40. Указания по расчету железобетонных предварительно напряженных напорных труб, 1952 (У-96-50).

41. Улицкий И. И., Определение несущей способности круглых железобетонных труб по методу предельного равновесия, «Строительная промышленность» № 9, 1952.

42. Цытович Н. А., Механика грунтов, Гос, издательство литературы по строительству и архитектуре, 1950.

43. Цикерман Л. Я., Защита напорных трубопроводов, изд. Министерства коммун. хозяйства РСФСР, 1954.

44. Четвернин Л. А., Канализационные коллекторы комбинированных типов, изд. Министерства коммун. хозяйства РСФСР, 1951.

45. Черкасов И. И., Установление разрушающей нагрузки на железобетонное кольцо методом предельного равновесия, «Вестник инженеров и техников» № 6, 1951.

46. Эристов В. С., Расчет тоннельной обделки на горное давление в упругой среде, журн. «Гидротехническое строительство» № 8, 1946.

47. Ярошенко В. А., К вопросу о применении водопропускных труб из волнистого металла, «Техника железных дорог» № 11, 1948.

48. Ярошенко В. А., Андреев А. В., Прокопович А. Г., Водопропускные трубы под железнодорожными насыпями, Труды ЦНИС, 1952.

49. Braun, Cain, Janda, Earth Pressure Experiments on Culver Pipe, «University of North Carolina» № 3, 1929.

50. Callandreau, Sur le calcul pratique des ouvrages circulairs à axe horisontale, «La technique des travaux», № 3 et № 4, 1935.

51. Durelli A. J., Dolly J. W., Determining strosse in prossurized thin-wall tubes of nearcircular cross section, «Machin Desing», № 12, 1954.

52. Eniedy Bela, Le calcul des conduites circulaires enterrées, «Travaux», IV, 1938.

53. Gerrin A. et Daniel G., Le calcul des tuyaux en béton armé et non armé, Editions Eyrolles, Paris, 1953.

54. Hampe E., Die Zusatzspannung und Spannungsumlagerung beim Unspanung von Rohren, «Bauplannung und Bautechnik», Bd. 9, № 6, 1955.

55. Hemmerling E., Die mechanische Beanspruchung von Hochdruck-Heissdampf Rohrleitungen, «Konstruktion», № 2, 1953.

56. Lazar M., Mesures effectuées en Amerique sur les efforts supportés par les tuyaux circulaires placés en terre, «Sciens et Industrie», VI, 1934.

57. Lazar M., Expériences relatives à la determinations des effors supportés par les tuyaux placés en terre, «Travaux», № 8, 1934.

58. Lodge I. W., Manning G. K., Stresses derelop in buried gas pipelines, «Gas», № 1, 100, 102, 105, 106, 108, 1953.

59. Marston A., The Theory of external loads on closed conduits in the light of the latest experiments, «Jowa Eng. Exp. Stat. Bull», № 96, 1930

60. Sailer *R.*, San-Diego aqueduct, «Civil Engineering», v. 25 № 5, 1955.

61. Schlick, Loads on Pipe in vide Ditches, «Jowa Eng. Exp. Stat. Bull.», № 108, 1932.

62. Spangler M. G., The Supporting strength of rigid Pipe culverts, «Jowa Eng. Exp. Stat. Bull.», № 112, 1933.

63. Spangler M. G., Underground conduits—on Appraisol of modern research, «Proceedings Am. Assoc. of civil Eng.» v. 74, № 5, 1948,

64. Voelmy A., Eingebettete Röhre, Zürich, 1937.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Стр.

Предисловие 3

Глава I. **Условия работы труб, уложенных в земле, и принципы их расчета по предельным состояниям**

1. Условия работы труб, уложенных в земле 5
2. Принципы расчета труб по предельным состояниям 9

Глава II. **Внешние силы, действующие на трубы, уложенные в земле**

1. Собственный вес трубы и давление заключенной в ней жидкости 14
2. Давление грунта на трубы в траншеях 16
3. Давление грунта на трубы в насыпях 29
4. Давление грунта на трубы, уложенные способом закрытой проходки 42
5. Действие статических грузов, приложенных на поверхности земли 49
6. Динамическое действие транспортных нагрузок на трубы, уложенные в земле 60
7. Опорные реакции жесткой трубы 68

Глава III. **Внутренние усилия в стенках жестких труб**

1. Расчет замкнутого тонкостенного кольца, работающего в пределах упругости 77
2. Расчет замкнутого кольца с учетом пластических свойств материалов 92
3. Приведение расчетных нагрузок к двум сосредоточенным силам 97
4. Расчет жестких сборных труб и каналов 102
5. Целесообразные формы поперечных сечений труб 107

Глава IV. **Деформация поперечного сечения трубы и внутренние усилия в гибких трубах**

1. Деформация поперечного сечения трубы в пределах упругости 113
2. Упруго-пластическая деформация поперечного сечения трубы . . 117
3. Уменьшение деформации поперечного сечения круглой трубы под влиянием внутреннего равномерного давления. Влияние первоначального отклонения поперечного сечения трубы от круговой формы 121
4. Влияние отпора грунта, окружающего трубу 124
5. Расчет сборных шарнирных труб 132
6. Устойчивость стенки трубы 137

Глава V. **Работа трубопровода в продольном направлении**

1. Определение продольных усилий от нагрузок, приложенных на поверхности земли 139
2. Температурные воздействия 140
3. Давление жидкости на поворотах напорных трубопроводов . . 141
4. Усилия, возникающие в трубопроводе при сейсмическом воздействии 142
5. Усилия, возникающие в трубопроводе в процессе его укладки открытым способом 144
6. Усилия, возникающие в трубопроводе при закрытых проходках 147
7. Расчет трубопровода как пространственной замкнутой оболочки 150
8. Сложное напряженное состояние трубопровода 154

Глава VI. **Расчет сечений стенок труб из разных материалов**

1. Стальные трубы 156
2. Чугунные трубы 166
3. Кирпичные трубы (каналы) 168
4. Бетонные трубы 169
5. Железобетонные трубы 170
6. Железобетонные предварительно напряженные трубы 179
7. Деревянные трубы 184
8. Определение несущей способности труб по данным механических испытаний 186

Георгий Константинович КЛЕЙН

РАСЧЕТ ТРУБ, УЛОЖЕННЫХ В ЗЕМЛЕ

* * *

Госстройиздат
Москва, Третьяковский пр., д. 1

* * *

Редактор издательства *А. П. Смирнова*
Технический редактор *Э. С. Степанова*

Сдано в набор 18/X 1956 г. Подп. в печать 6/III-57 г. Т-02628
Бумага 60 × 92¹/₁₆ — 6,13 бум. л. — 12¼ печ. л.
(13,2 уч.-изд. л.) Изд. № VI-1760. Зак. № 1993. Тираж 5 000 экз.
Цена 6 р. 60 к. Переплет 1 руб.

Типография № 1 Государственного издательства
литературы по строительству и архитектуре,
г. Владимир

ОПЕЧАТКИ

Страница	Строка	Напечатано	Следует читать	По чьей вине
22	2 снизу	$-\overline{\quad 4}$	$-\frac{1}{4}$	Типографии
51	Формула (II.78)	$0{,}636\,\frac{P1}{H^2}$	$0{,}636\,\frac{P'}{H}$	Автора
110	13 сверху	$x=\frac{2{,}40+0{,}5\cdot 10^2}{4\cdot 40+0{,}5\cdot 10^2}$	$x=\frac{2\cdot 40+0{,}5\cdot 10^2}{\sqrt{4\cdot 40+0{,}5\cdot 10^2}}$	»
112	17 сверху	, поскольку	. Поскольку	Типографии
128	Табл. 23	Поменять местами схемы нагрузок первую и четвертую сверху		»
146	Формула (V.21)	$X=\frac{q(2a+c)}{12a(a+c)}$	$X=\frac{q(2a+c)^2}{12a(a+c)}$	»

Зак. 1993