Библиотека СОК

А.Б.АЙНБИНДЕР

РАСЧЕТ МАГИСТРАЛЬНЫ И ПРОМЫСЛОВЫ ТРУБОПРОВОДО НА ПРОЧНОСТЬ И УСТОЙЧИВОСТ

СПРАВОЧНОЕ ПОСОБИЕ

Москва "Недра" 1991

0.1:539.4(031)
д-р техн. наук *С. В. Виноградов*
поисор ВНИИСТ

р А. Б.
магистральных и промысловых трубопроводов
ость и устойчивость: Справочное пособие.— М.:
991.—287 с.: ил.
5-247-01809-5

ны теория и практические методы расчетов на прочност
ость магистральных и промысловых трубопроводов, пр
ых в различных гидрогеологических условиях.
ен комплекс программ прочностных расчетов различны
вных решений, учитывающих упругопластическую рабо
руб и нелинейный характер взаимодействия трубопровод
и анкерами.
ализирована работа трубопроводов, проложенных в вечномер
ах.
нженерно-технических работников, занятых проектировани
ем и эксплуатацией трубопроводов.

01
—167—91

ББК 39.7

Инв. № 590408
БИБЛИОТЕКА УНИ

АНИЕ

АЛЕКСАНДР БЕНЦИОНОВИЧ

ИСТРАЛЬНЫХ И ПРОМЫСЛОВЫХ ТРУБОПРОВОДОВ
ТЬ И УСТОЙЧИВОСТЬ

дакцией *Н. Е. Игнатьева*
ельства *Н. В. Сергеева*
дакторы *Н. В. Жидкова, Н. В. Панфилова*
Н. Таранева

.11.90. Подписано в печать 13.02.91. Формат 60x90 1/16. Бумага офсетная
аймс. Печать офсетная. Усл. печ. л. 18,0. Усл. кр.-отт. 18,0. Уч.-изд. л. 19,04
Заказ 126/2514—5. Цена 1 р. 60 к.

очета" издательство „Недра", 125047, Москва, Тверская застава, 3.

ена Октябрьской Революции и ордена Трудового Красного Знамени
Образцовая типография" Государственного комитета СССР по печати,
Валовая, 28.
Московской типографии № 6 Госкомпечати СССР, 109088, Москва, Ж-88,
ул., 24.

09-5

© А. Б. Айнбиндер, 1991

ВВЕДЕНИЕ

Сооружение магистральных и промысловых трубопроводов — одна из важнейших отраслей строительства, обеспечивающих развитие нефтяной и газовой промышленности и энергетики нашей страны.

Широкое развитие отечественной энергетики, нефтяной, химической, газовой и других отраслей промышленности неразрывно связано со все возрастающим объемом работ по проектированию и строительству промысловых и магистральных трубопроводов.

В связи с освоением новых месторождений в районах Крайнего Севера магистральные и промысловые трубопроводы прокладывают в сложных гидрогеологических условиях, что обусловливает дополнительные нагрузки на трубопроводы, связанные со структурными изменениями свойств грунтов. Магистральные и промысловые трубопроводы относятся к взрыво- и пожароопасным сооружениям, отказ в работе которых может привести к очень тяжелым последствиям. Поэтому обеспечению конструктивной надежности трубопроводов необходимо уделять серьезное внимание. Одним из основных элементов, обеспечивающих конструктивную надежность трубопровода, является выполнение прочностного расчета трубопровода, отражающего действительные условия его работы.

Основная задача расчета трубопроводов на прочность формулируется как задача определения напряженно-деформированного состояния, обусловленного нагрузками и воздействиями, действующими в различные периоды и оценки уровня этого состояния исходя из предельных.

С целью обеспечения конструктивной надежности трубопровода требуется оценка всех силовых и деформационных факторов, воздействующих на трубопровод. В первую очередь это относится к определению рабочих параметров транспортируемого продукта: рабочего давления, температуры и воздействия их на материал трубы. Во вторую очередь — это влияние температуры подземного трубопровода на окружающую среду, т. е. на изменение структурных и механических свойств грунта. Надежность трубопроводного транспорта обеспечивается за счет прогнозирования изменения гидрогеологических условий в процессе эксплуатации трубопровода, выбора физических и математических моделей, отражающих работу трубопровода. Современные методы расчета с применением ЭВМ позволяют более полно учесть многочисленные нелинейные факторы и с большей достоверностью определить фактическое напряженное состояние тру-

бопровода. Применение оптимизационных методов расчета позволяет при заданной надежности получить более экономичное решение, а методами вариантного проектирования выбрать рациональное конструктивное решение.

Целью этой работы является разработка методов расчета, ориентированных на применение ЭВМ, что позволяет сократить сроки проектирования и обеспечить надежность системы на стадии проектирования.

ГЛАВА 1

ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И РАСЧЕТА МАГИСТРАЛЬНЫХ И ПРОМЫСЛОВЫХ ТРУБОПРОВОДОВ

Конструктивные решения линейной части трубопроводов

По системам прокладки трубопроводы следует разделить на подземные, наземные в насыпи, наземные открытые и надземные. Подземные трубопроводы обычно состоят из прямолинейных, упругоизогнутых участков и участков, выполненных с применением криволинейных вставок (отводов). К прямолинейным участкам относятся участки трубопроводов, имеющие постоянный уклон, причем, учитывая допуски на проведение строительно-монтажных работ, при расчете прямолинейных участков на продольную устойчивость принимают начальный изгиб с радиусом 5000 м.

Упругоизогнутые участки — это участки поворота оси трубопровода в вертикальной плоскости, выполненные за счет изгиба трубопровода под действием поперечной нагрузки, в том числе от веса трубы. Профиль дна траншеи в этом случае выбирают из условия прилегания трубопровода по дну траншеи по всей длине, т. е. по упругой линии трубопровода. К упругоизогнутым участкам относятся и участки поворота в горизонтальной плоскости, выполненные за счет изгиба трубопровода при укладочных работах, и сохраняющие свое положение на дне траншеи за счет трения трубопровода с основанием. Очертание оси траншеи в этом случае выбирают по упругой линии трубопровода из условия отсутствия контакта трубы со стенками траншеи.

К участкам, выполненным с применением криволинейных вставок (отводов), относятся участки поворота в вертикальной и горизонтальной плоскостях, которые осуществляются включением в прямолинейные участки заготовленных заранее элементов. Криволинейные вставки могут быть круговыми с радиусом оси для линейной части подземных трубопроводов не менее пяти диаметров трубы (из условия пропуска очистных устройств), а также с переменной кривизной, в том числе и с концевыми прямолинейными участками. Профиль дна траншеи и очертание ее оси в плане в этом случае назначают в соответствии с геометрическими параметрами криволинейных вставок.

К конструктивным решениям подземных трубопроводов будем относить и различные способы, ограничивающие или уменьшающие

поперечные перемещения в вертикальной плоскости вверх. К ним относятся: обетонирование трубопровода, балластировка трубопровода грузами (железобетонными, чугунными и др.), закрепление трубопровода анкерами-сваями различной конструкции, несущие элементы которых находятся в грунте, обладающем достаточной удерживающей способностью. Применяемые анкеры (винтовые, раскрывающиеся, стержневые, дисковые и др.) в расчетах принимаются как односторонние связи с нелинейными характеристиками. К конструктивным решениям этого типа следует отнести и способы повышения удерживающей способности грунта засыпки за счет применения нетканого синтетического материала и добавок в грунт различных компонентов. В последнем случае меняются физико-механические характеристики грунта, что необходимо отразить при прочностных расчетах. К конструктивным решениям подземных трубопроводов следует отнести также углы поворота, обычно в горизонтальной плоскости, и их сочетания, не обусловленные изменением направления трассы, а осуществляемые с целью уменьшения усилий и перемещений в определенных сечениях трубы. В общем случае такие участки трубопроводов называют подземными компенсаторами-упорами. Компенсаторы-упоры применяются с целью уменьшения нагрузок на тройниковые соединения, на крановые узлы и другие элементы трубопроводов, например в перемычках между нитками трубопроводов,в местах выхода подземных трубопроводов на поверхность, в узлах запуска — приема очистных устройств.

В ряде случаев при подземной системе прокладки применяются конструктивные решения, связанные с особенностями взаимодействия трубопровода с окружающим его грунтом, например при прокладке на болотах, просадочных и пучинистых грунтах. К ним относятся трубопроводы на поплавковых и других опорах, применение грузов, конструкция которых обеспечивает одностороннюю связь с трубой, устройство специальных зазоров между дном траншеи и трубой и др. Расчетная схема трубопровода в этих случаях должна отражать особенности его работы, связанные с конструктивной нелинейностью.

Наземный в насыпи трубопровод представляет собой трубопровод, уложенный на поверхность земли, в некоторых случаях заранее спланированную, с устройством над ним насыпи заданных размеров. Конструктивные решения такого трубопровода во многом аналогичны подземному. Исключая в большинстве случаев необходимость балластировки трубопровода, такое конструктивное решение требует обеспечение сохранения насыпи в процессе эксплуатации и создание водопропускных устройств. Расчет наземного трубопровода в насыпи близок расчету подземного, за исключением модели взаимодействия трубы с грунтом при ее поперечных горизонтальных перемещениях. Размеры насыпи во многих случаях определяются из условия прочности и устойчивости трубопроводов.

Наземный открытый трубопровод представляет собой трубопровод, уложенный по поверхности земли или на поверхностных опорах — опоры небольшой высоты и расположенные с малым шагом,

практически обеспечивающие отсутствие перемещений от поперечной нагрузки. Обычно конструктивное решение такого трубопровода включает в себя компенсационный участок, выполненный с применением криволинейных вставок (отводов).

Расчетная схема такого трубопровода может быть представлена в виде стержневой системы с односторонней связью при поперечных вертикальных перемещениях и опорами с учетом трения при поперечных горизонтальных перемещениях.

Надземные трубопроводы обычно делят на два принципиальных типа: надземная прокладка — при большом числе пролетов и надземные переходы через препятствия.

Что касается надземных переходов через препятствия, то конструктивные решения их разнообразны. Однако наиболее массовыми являются так называемые балочные и арочные переходы, в которых используется только несущая способность самой трубы.

Конструктивные решения надземной прокладки — обычно прокладка на опорах, имеющих различную степень ограничения перемещений по направлениям — продольно-подвижных, свободно подвижных и неподвижных («мертвых»). Компенсация продольных напряжений, обусловленных воздействием температурного перепада и внутреннего давления, производится либо за счет конфигурации трубопровода, либо за счет компенсационных участков различного типа — трапецеидальных, слабоизогнутых и др.

При относительно небольших температурных перепадах возможна также бескомпенсаторная прокладка трубопровода, при которой большинство опор выполняются неподвижными, т. е. ограничивающими перемещения. Если уровень напряженного состояния трубопровода не превышает предельно-допустимый, то, учитывая простоту конструктивного решения опор и трубопровода, этот тип прокладки может быть более экономически целесообразным, чем системы с компенсацией.

Основные принципы расчета

Под основными принципами расчета магистральных и промысловых трубопроводов понимается выбор расчетной схемы при различных нагрузках и воздействиях, необходимость учета различных нагрузок и воздействий, а также назначение предельных состояний, т. е. допустимого уровня напряженно-деформированного состояния, обеспечивающего надежную работу трубопровода с учетом принятых допущений и гипотез при расчете.

Расчетная схема трубопровода должна позволять с использованием существующего уровня развития методов расчета определять напряженно-деформированное состояние, обусловленное нагрузками и воздействиями, действующими в различные периоды, и при этом достаточно полно отражать действительные условия работы трубопровода.

При прочностном расчете трубопровода с учетом действительных условий его работы во многих случаях нельзя применять линейную теорию строительной механики. Основные принципы линейной теории строительной механики включают линейную зависимость между напряжениями и деформациями материала трубы (закон Гука), а также между сопротивлением и перемещением связей, расчет по заданному (начальному) недеформированному состоянию, т. е. отождествляются форма и размеры конструкций до и после деформации (принцип малых перемещений), а также неизменность в процессе деформирования расчетной схемы.

Допустимый уровень напряженного состояния, отсутствие ограничения по перемещениям, характер связей, тип строительной конструкции, воздействия, имеющие деформационный характер, обусловливают применение нелинейной теории строительной механики к расчету трубопроводов.

Использование нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями материала и (или) между сопротивлением и перемещением связей составляет сущность так называемой физической нелинейности. При расчете конструкций трубопроводов, испытывающих в процессе эксплуатации в значительной мере не только нагрузки (силового характера), но и воздействия (прессового характера), учет физической нелинейности материала труб может оказать существенное влияние на определение их напряженно-деформированного состояния.

Для подземных трубопроводов, связями для которых служит грунт или грунтовые анкера, имеющие существенно нелинейные характеристики, учет физической нелинейности связей может привести не только к количественному, но и качественному изменению характера напряженно-деформированного состояния.

Использование деформированной расчетной схемы и нелинейных соотношений между деформациями и перемещениями составляет сущность так называемой геометрической нелинейности. Для конструкций трубопроводов, расчетная схема которых при определении компонентов усилий и перемещений в различных сечениях по их длине обычно принимается стержневой (балочной), продольно-поперечный изгиб и изменение продольного усилия, обусловленного воздействием температуры и внутреннего давления, связанное с перемещением, оказывает значительное влияние на напряженно-деформированное состояние конструкции.

В процессе нагружения трубопровода при его перемещениях ряд связей выключаются из работы, могут создаваться новые связи (скачкообразно или плавно), изменяются величины и направления нагрузок, что определяет так называемую конструктивную нелинейность.

Рассмотрение трех видов нелинейности — геометрической, физической и конструктивной существенно усложняют решения, получаемые на основе нелинейной строительной механики. К тому же энергия

деформации нелинейной системы не является квадратичной формой, поэтому нельзя применять при решении задачи принцип суперпозиции. С целью некоторого упрощения решений в ряде случаев, в зависимости от особенностей конструкций, характера нагрузок и воздействий, целей расчета, приходится учитывать не все три вида нелинейностей сразу, а некоторые из них.

Практическая возможность решения задач с учетом нелинейностей появилась с применением численных методов и реализацией их на ЭВМ.

Расчетная схема трубопровода в большинстве случаев определяется характером нагрузки, на которую рассчитывают трубопровод, а также теми факторами, которые учитываются при назначении предельных состояний. При расчете на внутреннее давление в соответствии с предельными состояниями, установленными нормами на проектирование, в качестве расчетной модели трубопровода принимается цилиндрическая тонкостенная (при давлении до 10 МПа) и толстостенная оболочки без начальных несовершенств. Начальные несовершенства трубы, например овальность, регламентируются нормами.

При расчете трубопровода как системы обычно в качестве расчетной его модели принимается стержень (балка) трубчатого сечения. Эффекты, связанные с изменением формы сечения (эффект Кармана), учитываются с помощью коэффициентов понижения жесткости.

Кроме внутреннего давления на трубопровод в зависимости от типа прокладки действуют и другие нагрузки и воздействия, которые необходимо учитывать при расчете.

Классификация нагрузок и воздействий, включая их характер (постоянные, временные длительные, кратковременные и особые) а также коэффициенты надежности по нагрузке приведены в нормах проектирования. Так как практические методы расчета трубопровода должны отражать особенности предельных состояний, установленных нормами, то необходимо остановиться на принятых при этом допущениях и гипотезах. Как уже отмечалось, нормы и технические условия на трубы устанавливают ограничения по отклонениям геометрии трубы (поперечного сечения и кривизны оси), а также требования, направленные на предотвращение хрупкого разрушения трубопровода (минимальные ударная вязкость и относительное удлинение и др.). Поэтому предельные состояния в нормах записаны из условия вязкого разрушения.

Нормы проектирования как магистральных, так и промысловых трубопроводов предполагают расчет по первому и второму предельному состоянию — по разрушению и по ограничению деформаций. При расчете по первому предельному состоянию характеристикой несущей способности является временное сопротивление металла труб (предел прочности). Расчетное сопротивление металла труб определяется с использованием ряда коэффициентов, которые должны обеспечить заданную надежность трубопровода, учитывая вероятностный

характер нормативных характеристик. Однако применяемая в нормах система коэффициентов отражает и ряд дополнительных факторов, которые не имеют отношения к предельным состояниям. Так, например, коэффициент надежности по материалу отражает возможное уменьшение временного сопротивления металла труб по сравнению с его нормативным значением, надежность конструкции трубы, а также возможное уменьшение фактической толщины стенки трубы по сравнению с ее номинальным значением (минусовый допуск). Последний фактор не влияет на расчетное сопротивление, а должен учитываться при определении напряжений. В линейной постановке для задачи прочностного расчета безразлично увеличивается ли напряжение от внутреннего давления за счет минусового допуска или уменьшается предельно-допустимое напряжение, так как расчетная толщина стенки трубы при этом не меняется. Однако в нелинейной постановке задачи прочностного расчета с учетом физической нелинейности материала трубы, вопрос этот принципиален, так как параметры упругости являются функцией напряжений. При определении напряженного состояния трубопровода для проверки первого предельного состояния учитываются только те напряжения, которые практически влияют на разрушение трубы. Так, в частности, не учитываются напряжения, обусловленные овальностью сечения. Первое предельное состояние в нормах проектирования выражает собой условие, чтобы интенсивность кольцевых (тангенциальных), осевых продольных и радиальных напряжений (при давлении более 10 МПа) — эквивалентные напряжения и абсолютные величины компонентов напряжений от расчетных нагрузок и воздействий не превышали расчетного сопротивления металла труб. Второе предельное состояние — ограничение по деформациям записано в нормах через напряжения и отражает условие, чтобы интенсивность кольцевых, максимальных продольных и радиальных напряжений (при давлении более 10 МПа) и абсолютные величины этих напряжений от нормативных нагрузок и воздействий не превышали некоторой части от нормативного предела текучести металла трубы. Отметим, что предел текучести материала трубы является условной величиной — это напряжение, соответствующее остаточной деформации равной 0,2%.

ГЛАВА 2
РАСЧЕТ ТРУБОПРОВОДОВ С УЧЕТОМ УПРУГОПЛАСТИЧЕСКОЙ РАБОТЫ МЕТАЛЛА ТРУБ

Постановка задачи и методы решения

Учет упругоплстической работы металла труб, т. е. физической нелинейности материала — нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями, является одним из резервов более полного

использования несущей способности трубопровода. Количественно учет физической нелинейности существенно сказывается на результатах расчета таких конструкций, для которых существенны не только силовые, но и так называемые прессовые нагрузки — воздействия, связанные с деформациями — температурными и др.

Для расчета трубопроводов с учетом упругопластических деформаций необходимо использовать диаграмму растяжения материала и аппроксимировать ее такой зависимостью, которая не только отражает свойства материала, но и позволяет получить практическое решение задачи расчета на прочность.

Для получения аналитического решения, т. е. решения в замкнутом виде, обычно выбирается простейшая расчетная модель, при численном решении задачи (с применением ЭВМ) возможно использовать практически любые сложные модели, т. е. зависимости «напряжение-деформация», заданные как уравнениями, так и таблично.

При расчете трубопровода на внутреннее давление как толстостенной оболочки с целью определения толщины стенки трубы возможно использовать расчетную модель материала в виде диаграммы Прандтля. Однако при расчете трубопровода как системы, при нахождении распределения напряжений не только по толщине стенки, но и по любому сечению трубы, необходимо использовать более точные модели.

Особенностью расчета трубопровода, в качестве расчетной модели которого принята стержневая система, в отличие от общестроительных конструкций типа рамных систем, является необходимость учета двух- или трехосного напряженного состояния.

Учитывая ограниченность пластических деформаций в металле труб, расчет трубопровода может выполняться на основе теории малых упругопластических деформаций, основными гипотезами которой являются следующими.

1. Объемная деформация пропорциональна среднему нормальному напряжению, а коэффициент пропорциональности такой же, что и в пределах упругости, т. е.

$$\Delta=\frac{\sigma_x+\sigma_y+\sigma_z}{3K}, \tag{2.1}$$

где K — объемный модуль упругости,

$$K=\frac{E_0}{3(1-2\mu_0)}. \tag{2.2}$$

2. Компоненты девиатора напряжений пропорциональны компонентам девиатора деформаций, т. е.

$$\varepsilon_j-\varepsilon_0=\psi(\sigma_j-\sigma_0), \tag{2.3}$$

где $j=1, 2, 3$ — соответственно компоненты по осям x, y, z; ε_0, σ_0 — соответственно средние деформации и напряжения.

3. Интенсивность напряжений является функцией интенсивности деформации и не зависит от типа напряженного состояния. Интен-

сивность напряжений, выраженная через главные напряжения, записывается в виде

$$\sigma_i=\frac{1}{\sqrt{2}}\sqrt{(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2+(\sigma_3-\sigma_1)^2}. \tag{2.4}$$

Интенсивность деформаций — величина, пропорциональная квадратному корню из второго инварианта девиатора деформаций, и выраженная через главные линейные деформации, может быть записана в виде

$$\varepsilon_i=\frac{\sqrt{2}}{2(1+\mu)}\sqrt{(\varepsilon_1-\varepsilon_2)^2+(\varepsilon_2-\varepsilon_3)^2+(\varepsilon_3-\varepsilon_1)^2}. \tag{2.5}$$

Выражения (2.4) и (2.5) можно использовать для построения зависимости интенсивности напряжений от интенсивности деформаций по результатам одноосного растяжения образца. Для частного случая одноосного растяжения

$$\sigma_1=\sigma;\ \ \sigma_2=\sigma_3=0;\ \ \varepsilon_1=\varepsilon;\ \ \varepsilon_2=\varepsilon_3. \tag{2.6}$$

Подставляя значения главных напряжений и деформаций в соотношения (2.4) и (2.5), получаем значения интенсивности напряжений и деформаций

$$\sigma_i=\sigma;\ \ \varepsilon_i=\varepsilon-\varepsilon_0. \tag{2.7}$$

На основе первой гипотезы получаем

$$\varepsilon_i=\varepsilon-\frac{1-2\mu_0}{3E_0}\sigma. \tag{2.8}$$

Таким образом, используя диаграмму растяжения $\sigma-\varepsilon$ по формулам (2.7) и (2.8) можно построить диаграмму деформирования $\sigma_i-\varepsilon_i$.

На основе второй гипотезы обобщенный закон Гука с учетом температурных деформаций можно записать в виде

$$\varepsilon_x=\frac{1}{E}[\sigma_x-\mu(\sigma_y+\sigma_z)]+\alpha\Delta t. \tag{2.9}$$

Здесь переменные параметры упругости определяются на основании диаграммы деформирования по формулам:

$$E=\frac{\sigma_i/\varepsilon_i}{1+\dfrac{1-2\mu_0}{3E_0}\dfrac{\sigma_i}{\varepsilon_i}}; \tag{2.10}$$

$$\mu=\frac{0{,}5-\dfrac{1-2\mu_0}{3E_0}\dfrac{\sigma_i}{\varepsilon_i}}{1+\dfrac{1-2\mu_0}{3E_0}\dfrac{\sigma_i}{\varepsilon_i}}. \tag{2.11}$$

Диаграмма «напряжение-деформация» для трубных сталей

В расчетах конструкций, в том числе трубопроводов, за пределом упругости первостепенное значение имеет исходная диаграмма деформирования материала, которая основывается на диаграмме растяжения материала. Действительные диаграммы растяжения находятся экспериментальным путем. Одним из оптимальных путей использования диаграммы работы материала для расчетов конструкций, особенно с применением численных методов, является представление этой диаграммы по результатам испытаний в табличной форме, т. е. в виде отдельных узловых точек, в которых известны соответствующие друг другу пары значения «напряжение — деформация». Причем расположение и число узловых точек должно быть таким, чтобы на участках между ними можно было применять линейную интерполяцию.

Рассмотрим результаты экспериментальных исследований, проведенных во ВНИИСТе, для трубных сталей по методике, соответствующей нормативам. Для испытания применялись плоские стандартные «короткие» пятикратные образцы, вырезаемые из тела труб. Перед испытаниями образцы подвергались правке и последующей шлифовке боковых поверхностей для придания им параллельности.

Испытания образцов, выполненные В. П. Чернием, проводились на разрывной машине с применением самозажимного индикаторного тензометра. Индикаторный тензометр устанавливался на образец после его установки в захваты испытательной машины и приложения к нему нагрузки, вызывающей напряжение, примерно равное 10% от условного предела текучести. Регистрация удлинения по индикаторному тензометру выполнялась до деформаций, равных примерно 3%. Далее тензометр снимался, а образец плавно нагружался до разрушения.

Для испытаний были отобраны образцы из следующих марок стали — 09Г2СФ, 17Г1СУ и стали поставки Японии. На основании измерений определены основные характеристики — временное сопротивление $\sigma_в$, условный предел текучести $\sigma_{0,2}$ и относительное удлинение при разрыве δ_5. Временное сопротивление определялось как частное от деления разрушающей нагрузки на первоначальную площадь сечения образца; условный предел текучести находился как точка пересечения диаграммы растяжения с прямой, отсекающей на оси абсцисс отрезок $\varepsilon = 0{,}2 \cdot 10^{-2}$ и наклоненной к этой же оси под углом начального модуля упругости; относительное удлинение при разрыве определялось на основании длины образца после разрушения (табл. 2.1).

Нагружение образцов производилось с обеспечением плавности возрастания нагрузки и возможности ее приостановления на 5—7 с для снятия показаний по шкале силоизмерителя и по индикаторам тензометров. Диаграммы растяжения образцов в координатах «напряжение — деформация» приведены на рис. 2.1, 2.2, 2.3.

Таблица 2.1

Результаты испытаний образцов труб

Серия экспериментов	Марка стали; сечение, мм; изготовитель	Характеристика	Значения характеристик	
			по сертификату	по эксперименту
1	09Г2СФ 1220 × 12 ЧТПЗ	$\sigma_в$, МПа $\sigma_{0,2}$, МПа δ_5, %	530—540 400—410 23—24	604—617 420—424 19,6—27,5
2	17Г1СУ 1220 × 14,5 ЧТПЗ	$\sigma_в$, МПа $\sigma_{0,2}$, МПа δ_5, %	550—600 370—420 26—30	589—611 403—421 25
3	Х-60 1020 × 14,2 Япония	$\sigma_в$, МПа $\sigma_{0,2}$, МПа δ_5, %	640 550 23	595 618 484—522 19,2—19,6

Конечно, представление зависимости «напряжение — деформация» в виде табличных законов, как рекомендует Г. Е. Бельский, для конкретных трубных сталей позволяет не только отразить действительные свойства материалов труб, но и унифицировать методы расчета с применением ЭВМ. Однако для использования в практике проектирования диаграммы работы материала необходимо описание диаграммы в зависимости от гостированных характеристик материала. В настоящее время нормы, технические условия и сертификаты для конкретных труб дают значения только условного предела текучести $\sigma_{0,2}$,

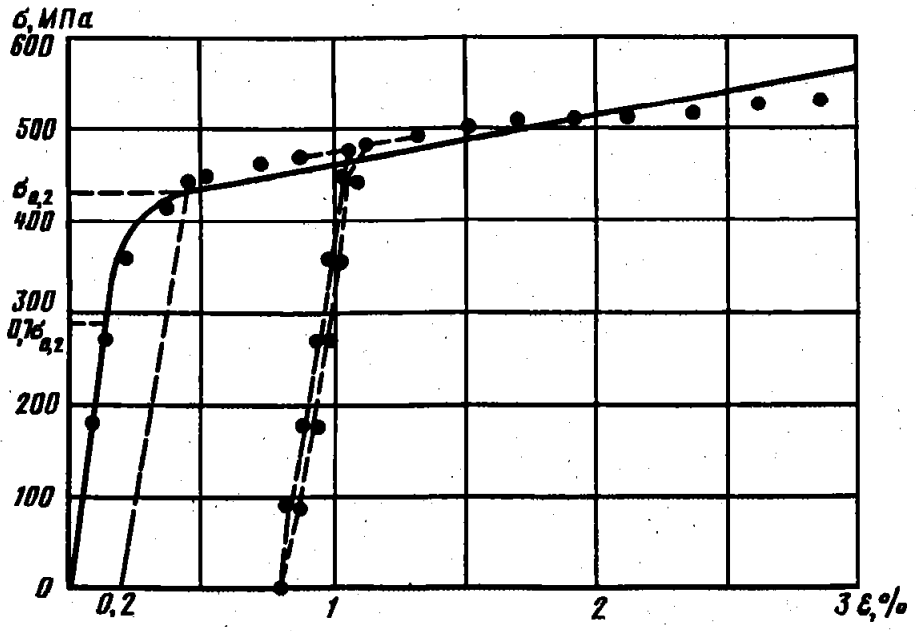


Рис. 2.1. Диаграмма «напряжение — деформация» для стали марки 09Г2СФ (труба 1220 × 12 мм)

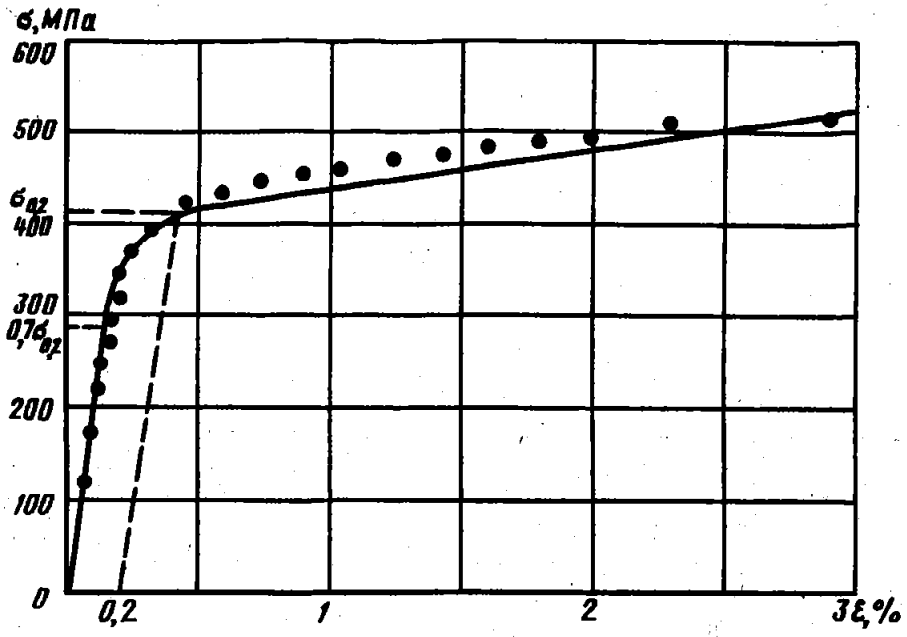


Рис. 2.2. Диаграмма «напряжение — деформация» для стали марки 17Г1СУ (труба 1220 × 14,4 мм)

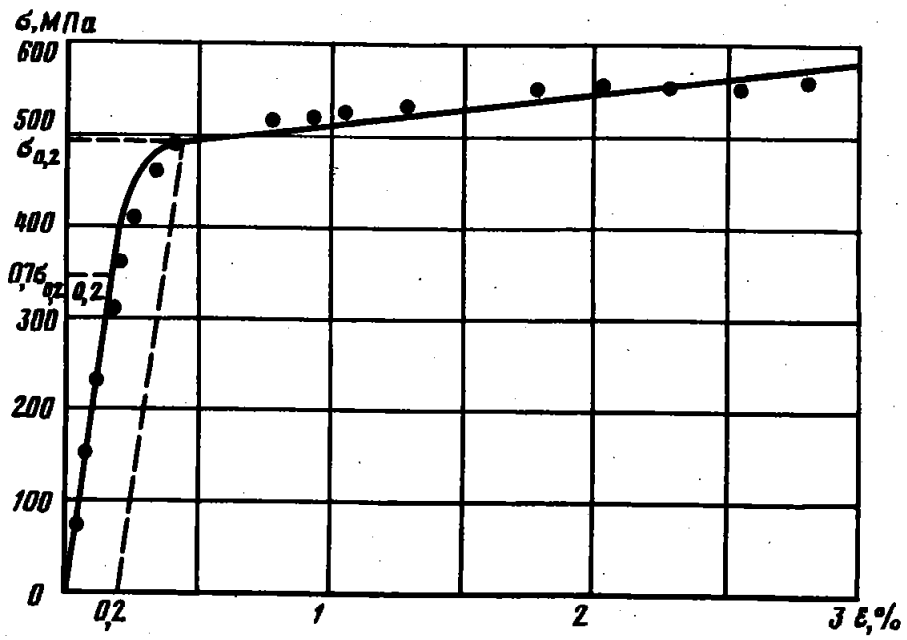


Рис. 2.3. Диаграмма «напряжение — деформация» для стали марки X = 60 (труба 1020 × 14,2 мм, поставка Япония)

временного сопротивления $\sigma_в$, относительного удлинения при разрыве δ_5, модуля упругости E_0 и коэффициента поперечного расширения μ_0.

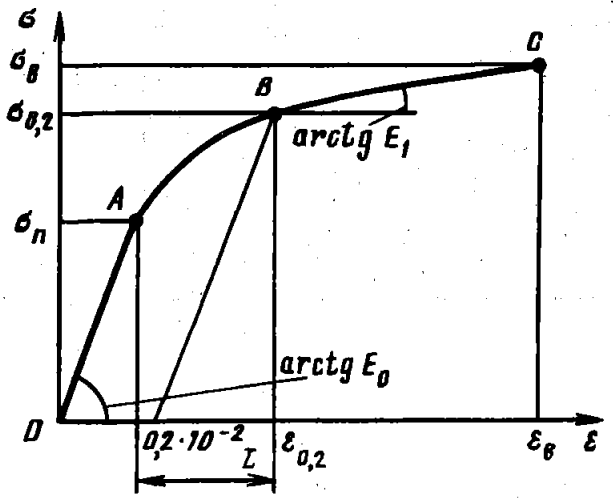


Рис. 2.4. Диаграмма «напряжение — деформация» в пределах равномерных деформаций

Поэтому аналитические зависимости диаграммы должны основываться на этих исходных данных. В то же время использование численных методов расчета позволяет отказаться от аналитического описания зависимости $\sigma - \varepsilon$ единой функцией во всем диапазоне деформаций. Общая аналитическая формула плохо аппроксимирует опытные кривые в области малых или больших деформаций, не всегда переходит автоматически в закон Гука в области упругих деформаций, требует дополнительных исходных данных по свойствам материала. Это является ее существенным недостатком.

Для практических расчетов предлагается аппроксимацию диаграммы «напряжение — деформация» представить в виде трех функций (трех участков) по областям: участок упругой работы, упругопластической работы и упрочнения. На рис. 2.4 приведено схематическое представление диаграммы $\sigma - \varepsilon$, состоящей из двух прямолинейных участков OA и BC и одного нелинейного — AB. В качестве базиса принимаются четыре точки диаграммы, соответствующие: началу координат — точка O (0; 0), пределу пропорциональности — точка A ($\sigma_п$, $\varepsilon_п$), условному пределу текучести — точка B ($\sigma_{0,2}$, $\varepsilon_{0,2}$), временному сопротивлению — точка C ($\sigma_в$, $\varepsilon_в$).

Предел пропорциональности $\sigma_п$ в соответствии с данными экспериментальных исследований трубных сталей (см. рис. 2.1—2.3) и данных для сталей, применяемых для общестроительных конструкций, можно принять равной 70% от предела текучести. На основании анализа и сравнения деформаций, получаемых при испытании до разрушения образцов растяжением и труб внутренним давлением, деформация $\varepsilon_в$, соответствующая временному сопротивлению $\sigma_в$, может быть принята равной пятой части относительного удлинения при разрыве δ_5. Отметим, что величина δ_5 отражает только равномерную деформацию образцов и не учитывает сосредоточенную деформацию в шейке, образующуюся при испытании стандартных образцов на растяжение.

Линейные участки диаграммы $\sigma-\varepsilon$ описывают зависимостями: на участке OA $(0\leqslant\varepsilon\leqslant\varepsilon_{\text{п}})$

$$\sigma=E_0\varepsilon; \tag{2.12}$$

на участке BC $(\varepsilon_{0,2}<\varepsilon\leqslant\varepsilon_{\text{в}})$

$$\sigma=\sigma_{0,2}+E_1(\varepsilon-\varepsilon_{0,2}), \tag{2.13}$$

где

$$E_1=\frac{\sigma_{\text{в}}-\sigma_{0,2}}{\varepsilon_{\text{в}}-\varepsilon_{0,2}};\ \varepsilon_{0,2}=\frac{\sigma_{0,2}}{E_0}+0{,}2\cdot10^{-2};\ \varepsilon_{\text{в}}=0{,}2\delta_5;$$

$$\varepsilon_{\text{п}}=\frac{0{,}7\sigma_{0,2}}{E_0};\ \sigma_{\text{п}}=0{,}7\sigma_{0,2}. \tag{2.41}$$

Нелинейный участок диаграммы (AB) (см. рис. 2.4) на отрезке $(\varepsilon_{\text{п}}-\varepsilon_{0,2})$ должен аппроксимироваться функцией, отвечающей следующим условиям: быть монотонной и возрастающей, как минимум, дважды дифференцируемой на этом отрезке и выпуклой. Этим требованиям соответствуют условия при $\varepsilon_{\text{п}}\leqslant\varepsilon\leqslant\varepsilon_{0,2}$

$$\frac{d\sigma}{d\varepsilon}>0,\qquad\frac{d^2\sigma}{d\varepsilon^2}<0. \tag{2.15}$$

Кроме того, функция, описывающая нелинейный участок, должна содержать четыре неизвестных параметра для удовлетворения условий неразрывности и монотонности в точках A и B.

Были исследованы шесть функциональных зависимостей, описывающих диаграмму $\sigma-\varepsilon$ на отрезке $\varepsilon_{\text{п}}-\varepsilon_{0,2}$

$$\sigma=a_0+a_1(\varepsilon-\varepsilon_{\text{п}})+a_2(\varepsilon-\varepsilon_{\text{п}})^{a_3}; \tag{2.16}$$

$$\sigma=a_0+a_1(\varepsilon-\varepsilon_{\text{п}})+a_2(\varepsilon-\varepsilon_{\text{п}})\left[1-\left(\frac{\varepsilon-\varepsilon_{\text{п}}}{\varepsilon_{0,2}-\varepsilon_{\text{п}}}\right)^{a_3}\right]; \tag{2.17}$$

$$\sigma=a_0+a_1(\varepsilon-\varepsilon_{\text{п}})+a_2\left(\frac{1}{\varepsilon-\varepsilon_{\text{п}}+a_3}-\frac{1}{a_3}\right); \tag{2.18}$$

$$\sigma=a_0+a_1(\varepsilon-\varepsilon_{\text{п}})+a_2\left(\sqrt{\varepsilon-\varepsilon_{\text{п}}+a_3}-\sqrt{a_3}\right); \tag{2.19}$$

$$\sigma=a_0+a_1\varepsilon+a_2\varepsilon^2+a_3\varepsilon^3; \tag{2.20}$$

$$\sigma=a_0+a_1(\varepsilon-\varepsilon_{\text{п}})+a_2\sin\frac{\varepsilon-\varepsilon_{\text{п}}}{\varepsilon_{0,2}-\varepsilon_{\text{п}}}\pi+a_3\sin\frac{\varepsilon-\varepsilon_{\text{п}}}{2(\varepsilon_{0,2}-\varepsilon_{\text{п}})}\pi. \tag{2.21}$$

Неизвестные параметры a_i $(i=0\div3)$ определяют из условий сопряжений, которые имеют вид

при $\varepsilon=\varepsilon_{\text{п}}$ $\sigma=\sigma_{\text{п}}$; $\frac{d\sigma}{d\varepsilon}=E_0$;

при $\varepsilon=\varepsilon_{0,2}$ $\sigma=\sigma_{0,2}$; $\frac{d\sigma}{d\varepsilon}=E_1$. (2.22)

Инв. № 590408
БИБЛИОТЕКА УКИ

После определения произвольных постоянных уравнений (2.16—2.21) из условий (2.22) проведен анализ изменения параметров a_i для трубных сталей. Следует отметить, что условия (2.15) оказались достаточно жесткими для функциональной зависимости (2.20) в виде полинома и зависимости (2.21), нелинейная часть которой состоит из двух членов синусоидального ряда. Обе эти зависимости имеют в исследуемом интервале по два экстремума и по одной точке перегиба.

На основании проведенного анализа всех функциональных зависимостей $\sigma-\varepsilon$ на отрезке $(\varepsilon_{\text{п}}-\varepsilon_{0,2})$ наиболее приемлемой для использования в расчетах была принята зависимость (2.16), в которой параметры a_i вычисляются по формулам

$$a_3=\left[1-(E_1/E_0)\right]/\left[1-(0{,}3\sigma_{0,2}/E_0L)\right];\quad a_2=-(E_0L-0{,}3\sigma_{0,2})L^{-a_3};$$
$$a_1=E_0,\quad a_0=\sigma_{\text{п}},\quad L=\varepsilon_{0,2}-\varepsilon_{\text{п}}. \tag{2.23}$$

На рис. 2.1—2.3 приведены диаграммы растяжения в соответствии с формулами (2.12), (2.13), (2.14), (2.16), (2.23), в которых численные значения всех параметров определены на основании обработки фактических экспериментальных данных. Сравнение экспериментальной диаграммы «напряжение — деформация» с ее аналитическим описанием показывает, что предложенные зависимости (2.12), (2.13) и (2.16) хорошо согласуются с экспериментом.

Для практического использования нелинейной части диаграммы $\sigma-\varepsilon$ ее уравнение в форме (2.16) удобнее представить в виде

$$\sigma=\sigma_{\text{п}}+a(\varepsilon-\varepsilon_{\text{п}})+b\left[1-\left(\frac{\varepsilon-\varepsilon_{\text{п}}}{L}\right)^{m_1}\right], \tag{2.24}$$

где

$$a=0{,}3\sigma_{0,2}/L,\quad b=E_0-a,\quad m_1=(a-E_1)/b. \tag{2.25}$$

Для определения величины ε по известному значению величины σ по уравнению (2.24) отрезок $L(\varepsilon_{\text{п}}-\varepsilon_{0,2})$ разбивается на n интервалов, т. е. нелинейная функция (2.24) представляется в виде кусочно-линейной функции. Узловые напряжения и деформации при этом вычисляются по формуле

$$\sigma_j=\sigma_{\text{п}}+(j/n)aL+(j/n)bL\left[1-(\gamma/n)^{m_1}\right];$$
$$\varepsilon_j=\varepsilon_{\text{п}}+(j/n)L,\quad j=\overrightarrow{0,n}. \tag{2.26}$$

Расчет трубопроводов на внутреннее давление как толстостенной оболочки с учетом физической нелинейности

Нагрузкой, определяющей толщину стенки как магистральных, так и промысловых трубопроводов, является внутреннее давление продукта. При этом обычно в качестве расчетной модели трубы при определении тангенциальных (кольцевых) напряжений принимается

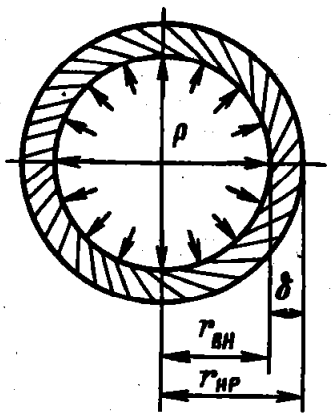


Рис. 2.5. Схема осесимметричной деформации толстостенного цилиндра

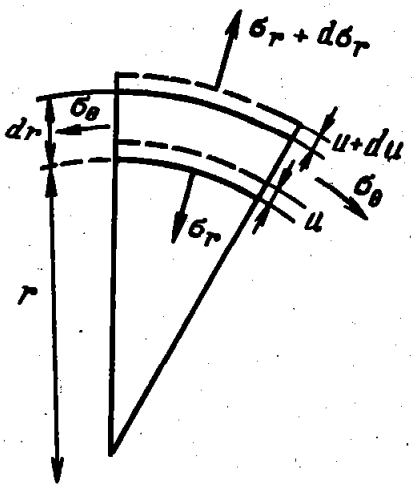


Рис. 2.6. Схема для составления уравнения равновесия

тонкостенная безмоментная оболочка. Однако для ряда трубопроводов, особенно промысловых, работающих при значительных внутренних давлениях, а также трубопроводов, предназначенных для транспортировки продуктов, влияющих на механические характеристики металла трубы, в качестве расчетной схемы следует принимать толстостенную оболочку.

Решение задачи о напряжениях толстостенного цилиндра в рамках теории упругости принадлежит Ляме. Однако с целью оценки предельного состояния трубопровода необходимо рассмотрение этой классической задачи с учетом упруго-пластической работы материала трубы.

Дифференциальное уравнение равновесия в напряжениях для толстостенного цилиндра большой длины ($\varepsilon_z = \text{const}$) для осесимметричной задачи при нагружении внутренним давлением p (рис. 2.5—2.6) имеет вид

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0. \tag{2.27}$$

Согласно обобщенному закону Гука связь между составляющими деформаций и напряжений следующая:

$$\varepsilon_r = \frac{1}{E}[\sigma_r - \mu(\sigma_z + \sigma_\theta)]; \quad \varepsilon_\theta = \frac{1}{E}[\sigma_\theta - \mu(\sigma_z + \sigma_r)];$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E}[\sigma_z - \mu(\sigma_r + \sigma_\theta)]. \tag{2.28}$$

Запишем выражение для обобщенного закона Гука, исходя из (2.28), в виде связи между напряжениями и деформациями

$$\sigma_r = \frac{E}{1-\mu-2\mu^2}[(1-\mu)\varepsilon_r + \mu(\varepsilon_\theta + \varepsilon_z)];$$

$$\sigma_\theta = \frac{E}{1-\mu-2\mu^2}\left[(1-\mu)\varepsilon_\theta + \mu(\varepsilon_r+\varepsilon_z)\right];$$

$$\sigma_z = \frac{E}{1-\mu-2\mu^2}\left[(1-\mu)\varepsilon_z + \mu(\varepsilon_r+\varepsilon_\theta)\right]. \qquad (2.29)$$

Исходя из геометрических соотношений, при линейной постановке задачи компоненты радиальных и тангенциальных деформаций связаны с радиальными перемещениями зависимостями

$$\varepsilon_r = \frac{du}{dr}, \quad \varepsilon_\theta = \frac{u}{r}. \qquad (2.30)$$

Рассмотрим несколько случаев для граничных условий вдоль продольной оси.

Первый случай. Оболочка с закрытыми концами (заглушками по концам трубопровода), отсутствуют ограничения, препятствующие продольным перемещениям.

Для этого случая продольное напряжение

$$\sigma_z = pF_{св}/F = p\frac{r_{вн}^2}{r_{нр}^2 - r_{вн}^2}, \qquad (2.31)$$

где $F_{св}$ — площадь трубы в свету; F — площадь сечения стенок трубы; $r_{нр}$ и $r_{вн}$ — соответственно внутренний и наружный радиусы трубы.

Из третьего уравнения системы (2.29), зная величину σ_z, находим

$$\varepsilon_z = \frac{1-\mu-2\mu^2}{1-\mu}\frac{\sigma_z}{E} - \frac{\mu}{1-\mu}(\varepsilon_\theta+\varepsilon_r). \qquad (2.32)$$

Подставляя (2.32) в первые два уравнения системы (2.29), находим

$$\sigma_r = \frac{E}{1-\mu^2}(\varepsilon_r+\mu\varepsilon_\theta) + \frac{\mu}{1-\mu}\sigma_z; \qquad (2.33)$$

$$\sigma_\theta = \frac{E}{1-\mu^2}(\varepsilon_\theta+\mu\varepsilon_r) + \frac{\mu}{1-\mu}\sigma_z; \qquad (2.34)$$

Подставляя геометрические уравнения (2.30) в (2.33) и (2.34), получаем

$$\sigma_r = \frac{E}{1-\mu^2}\left(\frac{du}{dr}+\mu\frac{u}{r}\right) + \frac{\mu}{1-\mu}\sigma_z; \qquad (2.35)$$

$$\sigma_\theta = \frac{E}{1-\mu^2}\left(\frac{u}{r}+\mu\frac{du}{dr}\right) + \frac{\mu}{1-\mu}\sigma_z. \qquad (2.36)$$

При подстановке (2.35) и (2.36) в уравнение равновесия (2.27) получаем

$$\frac{d^2u}{dr^2} + \frac{1}{r}\frac{du}{dr} - \frac{u}{r^2} = 0. \qquad (2.37)$$

Общий интеграл дифференциального уравнения (2.37) находится в виде

$$u = C_1 r + C_2 / r. \tag{2.38}$$

Постоянные интегрирования C_1 и C_2 находим из граничных условий, а именно

$$(\sigma_r)_{r=r_{вн}} = -p, \quad (\sigma_r)_{r=r_{нр}} = 0. \tag{2.39}$$

Для нахождения произвольных постоянных представим выражение (2.35) в виде

$$\sigma_r = \frac{E}{1-\mu^2}\left[C_1(1+\mu) - \frac{C_2}{r^2}(1-\mu)\right] + \frac{\mu}{1-\mu}\sigma_z. \tag{2.40}$$

Исходя из граничных условий (2.39), получаем систему двух уравнений для определения постоянных интегрирования

$$-p = \frac{E}{1-\mu^2}\left[C_1(1+\mu) - \frac{C_2}{r_{вн}^2}(1-\mu)\right] + \frac{\mu}{1-\mu}\sigma_z;$$

$$0 = \frac{E}{1-\mu^2}\left[C_1(1+\mu) - \frac{C_2}{r_{нр}^2}(1-\mu)\right] + \frac{\mu}{1-\mu}\sigma_z, \tag{2.41}$$

откуда

$$C_1 = (1-\mu)\left(p\frac{r_{вн}^2}{r_{нр}^2 - r_{вн}^2} - \frac{\mu}{1+\mu}\sigma_z\right); \tag{2.42}$$

$$C_2 = (1+\mu)\frac{r_{вн}^2 r_{нр}^2}{r_{нр}^2 - r_{вн}^2}. \tag{2.43}$$

После подстановки последних выражений в (2.40) и преобразований получаем

$$\sigma_r = \frac{p r_{вн}^2}{r_{нр}^2 - r_{вн}^2}\left(1 - \frac{r_{нр}^2}{r^2}\right). \tag{2.44}$$

Для определения тангенциальных напряжений запишем уравнение (2.36) через произвольные постоянные, используя решение (2.38),

$$\sigma_\theta = \frac{E}{1-\mu^2}\left[C_1(1+\mu) + \frac{C_2}{r^2}(1-\mu)\right] + \frac{\mu}{1-\mu}\sigma_z. \tag{2.45}$$

Подставив в (2.45) значения C_1 и C_2 по (2.42) и (2.43), после преобразований находим

$$\sigma_\theta = \frac{p r_{вн}^2}{r_{нр}^2 - r_{вн}^2}\left(1 + \frac{r_{нр}^2}{r^2}\right). \tag{2.46}$$

Зная компоненты напряжений σ_z, σ_r и σ_θ соответственно по (2.31), (2.44) и (2.46), можно на основе обобщенного закона Гука (2.28) определить компоненты деформаций

$$\varepsilon_z = \frac{p r_{вн}^2}{E(r_{нр}^2 - r_{вн}^2)}(1-2\mu);$$

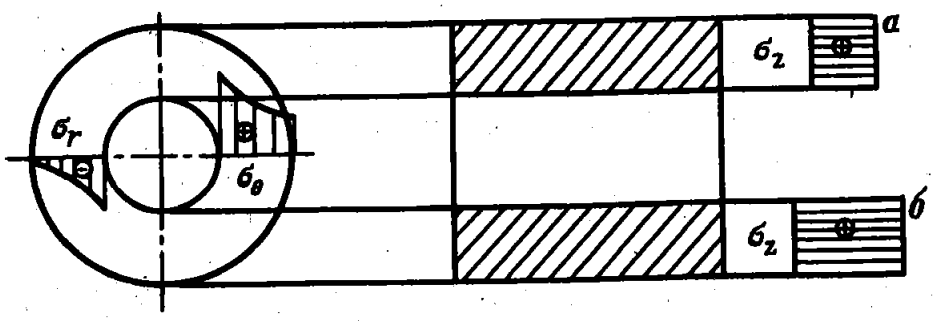


Рис. 2.7. Распределение радиальных σ_r, тангенциальных σ_θ и продольных σ_z напряжений

$$\varepsilon_r = \frac{pr_{вн}^2}{E(r_{нр}^2 - r_{вн}^2)}\left[1 - 2\mu - \frac{r_{нр}^2}{r^2}(1+\mu)\right];$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{pr_{вн}^2}{E(r_{нр}^2 - r_{вн}^2)}\left[1 - 2\mu + \frac{r_{нр}^2}{r^2}(1+\mu)\right]. \qquad (2.47)$$

Распределение радиальных σ_r, тангенциальных σ_θ и продольных σ_z напряжений изображено на рис. 2.7, *а*.

Рассмотрим второй случай: оболочка с ограничениями, исключающими продольные перемещения (трубопровод, защемленный в грунте или по концам). Для этого случая продольные деформации будут равны нулю, т. е. $\varepsilon_z = 0$. Как и ранее, зная величину ε_z, определяются из первых двух уравнений формулы (2.29) радиальные и тангенциальные напряжения, которые затем выражаются через перемещения. Затем составляется уравнение равновесия, которое и для этого случая имеет вид (2.37). Далее на основе решения уравнения равновесия и граничных условий определяются произвольные постоянные. Как и следовало ожидать, для этого случая ($\varepsilon_z = 0$) радиальные и тангенциальные напряжения определяются, как и ранее, по формулам (2.44) и (2.46). Продольные напряжения определяются из третьего уравнения формулы (2.28), принимая $\varepsilon_z = 0$:

$$\sigma_z = \mu(\sigma_r + \sigma_\theta). \qquad (2.48)$$

Подставляя в (2.48) значения σ_r и σ_θ по (2.44) и (2.46), находим

$$\sigma_z = 2\mu \frac{pr_{вн}^2}{r_{нр}^2 - r_{вн}^2}. \qquad (2.49)$$

Компоненты деформаций для этого случая будут равны

$$\varepsilon_z = 0;$$

$$\varepsilon_r = \frac{pr_{вн}^2}{E(r_{нр}^2 - r_{вн}^2)}\left[1 - \mu - 2\mu^2 - \frac{r_{нр}^2}{r^2}(1+\mu)\right];$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{pr_{вн}^2}{E(r_{нр}^2 - r_{вн}^2)}\left[1 - \mu - 2\mu^2 + \frac{r_{нр}^2}{r^2}(1+\mu)\right]. \qquad (2.50)$$

Распределение компонентов напряжений для этого случая изображено на рис. 2.7, *б*.

Рассмотрим третий случай — длинная оболочка ($\varepsilon_z = \text{const}$) с ограничениями, исключающими продольные перемещения, и воздействиями, кроме давления, также температуры, постоянной по высоте сечения трубы. Причем температурное воздействие таково, что продольные напряжения равны нулю. Это один из наиболее распространенных случаев проектирования подземных трубопроводов, транспортирующих продукт при температуре выше температуры строительства, и применяется с целью не увеличивать толщину стенки трубы по сравнению с расчетом на внутреннее давление за счет сжимающих ($\sigma_z < 0$) продольных напряжений. В практике это условие обеспечивается назначением соответствующей температуры транспорта продукта (при необходимости производится охлаждение) и температуры строительства (при необходимости вводятся ограничения по минимальным температурам).

Для этого случая продольные деформации и продольные напряжения будут равны нулю, т. е.

$$\sigma_z = 0, \quad \varepsilon_z = 0. \tag{2.51}$$

С учетом воздействия температурного перепада Δt (положительного при нагревании) и условия (2.51) обобщенный закон Гука записывается в виде

$$\varepsilon_r = \frac{1}{E}(\sigma_r - \mu\sigma_\theta) + \alpha\Delta t;$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{1}{E}(\sigma_\theta - \mu\sigma_r) + \alpha\Delta t;$$

$$0 = -\frac{\mu}{E}(\sigma_r - \sigma_\theta) + \alpha\Delta t, \tag{2.52}$$

где α — коэффициент линейного расширения.

Из третьего уравнения (2.52) определяем величину $\alpha\Delta t$, которую подставляем в первые два уравнения (2.52) и, решая систему уравнений относительной напряжений, получаем зависимость между напряжениями и деформациями для данного частного случая

$$\sigma_r = \frac{1}{1+\mu} E\varepsilon_r; \quad \sigma_\theta = \frac{1}{1+\mu} E\varepsilon_\theta. \tag{2.53}$$

Учитывая связь между деформациями и перемещениями по (2.30), получаем зависимость между напряжениями и перемещениями

$$\sigma_r = \frac{E}{(1+\mu)} \frac{du}{dr}; \quad \sigma_\theta = \frac{E}{(1+\mu)} \frac{u}{r}. \tag{2.54}$$

Подставляя (2.54) в уравнение равновесия (2.27), получаем дифференциальное уравнение в виде (2.37). Отсюда следует, что и для данного случая ($\Delta t \neq 0$, $\sigma_z = 0$, $\varepsilon_z = 0$) радиальные и тангенциальные напряжения определяются соответственно по формулам (2.44) и (2.46).

Подставляя в третье уравнение (2.52) значения компонентов напряжений по (2.44) и (2.46), можно определить предельный температурный перепад из условий $\varepsilon_z=0$ и $\sigma_z=0$:

$$\Delta t_{\text{пр}}=\frac{2\mu}{\alpha E}\frac{pr_{\text{вн}}^2}{r_{\text{нр}}^2-r_{\text{вн}}^2}. \tag{2.55}$$

Компоненты деформаций для этого случая будут равны $\varepsilon_z=0$;

$$\varepsilon_r=\frac{1+\mu}{E}\frac{pr_{\text{вн}}^2}{r_{\text{нр}}^2-r_{\text{вн}}^2}\left(1-\frac{r_{\text{нр}}^2}{r^2}\right);$$

$$\varepsilon_\theta=\frac{1+\mu}{E}\frac{pr_{\text{вн}}^2}{r_{\text{нр}}^2-r_{\text{вн}}^2}\left(1+\frac{r_{\text{нр}}^2}{r^2}\right). \tag{2.56}$$

Рассмотрим четвертый случай, при котором величина температурного перепада такова, что имеют место продольные напряжения, т. е. условия вдоль продольной оси имеют вид

$$\varepsilon_z=0, \quad \sigma_z\neq 0. \tag{2.57}$$

Обобщенный закон Гука для этого случая имеет вид

$$\varepsilon_r=\frac{1}{E}\left[\sigma_r-\mu(\sigma_z+\sigma_\theta)+\alpha\Delta tE\right];$$

$$\varepsilon_\theta=\frac{1}{E}\left[\sigma_\theta-\mu(\sigma_z+\sigma_r)+\alpha\Delta tE\right];$$

$$0=\frac{1}{E}\left[\sigma_z-\mu(\sigma_\theta+\sigma_r)+\alpha\Delta tE\right]. \tag{2.58}$$

Из третьего уравнения (2.58) определяем величину σ_z, подставляем ее значение в первые два уравнения, находим зависимость деформаций от напряжений

$$\varepsilon_r=\frac{1+\mu}{E}\left[(1-\mu)\sigma_r-\mu\sigma_\theta+\alpha E\Delta t\right];$$

$$\varepsilon_\theta=\frac{1+\mu}{E}\left[(1-\mu)\sigma_\theta-\mu\sigma_r+\alpha E\Delta t\right]. \tag{2.59}$$

Решая систему уравнений (2.59) относительно напряжений, находим

$$\sigma_r=\frac{E}{(1+\mu)(1-2\mu)}\left[(1-\mu)\varepsilon_r+\mu\varepsilon_\theta\right]-\frac{E}{1-2\mu}\alpha\Delta t;$$

$$\sigma_\theta=\frac{E}{(1+\mu)(1-2\mu)}\left[(1-\mu)\varepsilon_\theta+\mu\varepsilon_r\right]-\frac{E}{1-2\mu}\alpha\Delta t. \tag{2.60}$$

Далее подставляем в (2.60) значения деформаций по (2.30) и полученные выражения — в уравнение равновесия (2.27), получаем дифференциальное уравнение в виде (2.37). Отсюда следует, что и в этом случае ($\Delta t\neq 0$, $\sigma_z\neq 0$, $\varepsilon_z=0$) радиальные и тангенциальные напряжения определяются соответственно по формулам (2.44) и (2.46).

Подставляя в третье уравнение (2.58) значения компонентов напряжений по (2.44) и (2.46), находим продольные напряжения

$$\sigma_z = 2\mu p \frac{r_{вн}^2}{r_{нр}^2 - r_{вн}^2} - \alpha E \Delta t. \tag{2.61}$$

Компоненты деформаций для этого случая будут равны $\varepsilon_z = 0$;

$$\varepsilon_r = \frac{1+\mu}{E} \frac{p r_{вн}^2}{r_{нр}^2 - r_{вн}^2} \left(1 - 2\mu - \frac{r_{нр}^2}{r^2}\right) + (1+\mu)\alpha\Delta t;$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{1+\mu}{E} \frac{p r_{вн}^2}{r_{нр}^2 - r_{вн}^2} \left(1 - 2\mu + \frac{r_{нр}^2}{r^2}\right) + (1+\mu)\alpha\Delta t. \tag{2.62}$$

Наибольшие сжимающие радиальные и растягивающие тангенциальные напряжения возникают в точках у внутренней поверхности трубы, т. е. при $r = r_{вн}$

$$\max \sigma_r = -p; \quad \max \sigma_\theta = p \frac{\beta^2 + 1}{\beta^2 - 1}; \tag{2.63}$$

где

$$\beta = r_{нр} / r_{вн}. \tag{2.64}$$

Определим обобщенные характеристики напряжений и деформаций — интенсивность напряжений и деформаций.

Интенсивность напряжений и деформаций определяем по известным формулам

$$\sigma_i = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + (\sigma_r - \sigma_z)^2 + (\sigma_\theta - \sigma_z)^2};$$

$$\varepsilon_i = \frac{1}{\sqrt{2}(1+\mu)} \sqrt{(\varepsilon_r - \varepsilon_\theta)^2 + (\varepsilon_r - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_\theta - \varepsilon_z)^2}. \tag{2.65}$$

Подставляя в (2.65) значения напряжений и деформаций, полученные ранее для всех четырех случаев, находим интенсивности напряжений для точек у внутренней поверхности трубы ($r = r_{вн}$), интенсивности деформаций для наружной поверхности трубы ($r = r_{нр}$).

Первый случай: труба с заглушкой, $\varepsilon_z \neq 0$, $\Delta t = 0$, $\sigma_z \neq 0$,

$$\sigma_i = \sqrt{3} p \frac{\beta^2}{\beta^2 - 1}; \quad \varepsilon_i = \sqrt{3} \frac{p}{E} \frac{1}{\beta^2 - 1}. \tag{2.66}$$

Второй случай: труба без заглушки, $\varepsilon_z = 0$, $\Delta t = 0$, $\sigma_z \neq 0$,

$$\sigma_i = \frac{p}{\beta^2 - 1} \sqrt{3\beta^4 + (1-2\mu)^2}; \quad \varepsilon_i = \frac{2p}{E(\beta^2 - 1)} \sqrt{1 - \mu + \mu^2}. \tag{2.67}$$

Третий случай: труба без заглушки, $\varepsilon_z = 0$, $\Delta t \neq 0$, $\sigma_z = 0$,

$$\sigma_i = \frac{\sqrt{3\beta^4 + 1}}{\beta^2 - 1} p; \quad \varepsilon_i = \frac{2p}{E} \frac{1}{\beta^2 - 1}. \tag{2.68}$$

Четвертый случай: труба без заглушки, $\varepsilon_z=0$, $\Delta t\neq 0$, $\sigma_z\neq 0$,

$$\sigma_i=\frac{p}{\beta^2-1}\sqrt{3\beta^4+(1-2\mu)^2+\left[\frac{\alpha E\Delta t}{p/(\beta^2-1)}\right]^2+2\,\frac{\alpha E\Delta t}{p/(\beta^2-1)}};$$

$$\varepsilon_i=\frac{2p}{E(\beta^2-1)}\sqrt{1-\mu+\mu^2+\left[\frac{\alpha E\Delta t}{2p/(\beta^2-1)}\right]^2+\frac{\alpha E\Delta t}{2p/(\beta^2-1)}}. \qquad (2.69)$$

Изложенное решение получено в рамках теории упругости, т. е. когда материал трубы работает в упругой области.

Используя условие пластичности, можно определить давление, для которого материал трубы работает в упругой области. Запишем условие пластичности по энергетической теории с учетом того, что для рассмотренной задачи напряжения σ_z, σ_r и σ_θ являются главными, а материал обладает идеальной пластичностью и не имеет эффекта упрочнения.

$$\frac{1}{\sqrt{2}}\sqrt{(\sigma_r-\sigma_\theta)^2+(\sigma_r-\sigma_z)^2+(\sigma_\theta-\sigma_z)^2}=\sigma_т, \qquad (2.70)$$

где $\sigma_т$ — предел текучести материала.

Для первого случая ($\varepsilon_z=0$), подставляя в (2.70) значения σ_r и σ_θ по (2.63) и σ_z по (2.31), для внутренней поверхности трубы, где наибольшие напряжения, получаем

$$\sqrt{3}p\,\frac{\beta^2}{\beta^2-1}=\sigma_т. \qquad (2.71)$$

Отсюда максимальное давление, при котором интенсивность напряжений на внутренней поверхности равна пределу текучести,

$$p_т=\frac{1}{\sqrt{3}}\,\frac{\beta^2-1}{\beta^2}\,\sigma_т. \qquad (2.72)$$

С увеличением давления $p>p_т$ пластические деформации распространяются по толщине сечения. В этом случае в поперечном сечении трубы будем иметь две зоны: внутреннюю — пластическую и наружную — упругую. Обозначим радиус пластической зоны $r_{пл}$, причем $r_{вн}<r_{пл}\leqslant r_{нр}$. Получим решение для этого случая.

Условие пластичности (2.70), учитывая, что $\sigma_z=0{,}5(\sigma_r+\sigma_\theta)$, получаем в виде

$$\sigma_\theta-\sigma_r=\frac{2}{\sqrt{3}}\,\sigma_т. \qquad (2.73)$$

Исходя из условия равновесия (2.27) и условия пластичности (2.73), получаем дифференциальное уравнение

$$r\,\frac{d\sigma_r}{dr}=\frac{2}{\sqrt{3}}\,\sigma_т. \qquad (2.74)$$

Интегрируя (2.74), находим

$$\sigma_r = \frac{2}{\sqrt{3}} \sigma_т \ln r + C. \tag{2.75}$$

Обозначим давление пластической зоны на упругую через q. Тогда граничные условия соответственно для границ пластической зоны будут иметь вид

$$(\sigma_r)_{r=r_{вн}} = -p, \quad (\sigma_r)_{r=r_{пл}} = -q. \tag{2.76}$$

Из уравнения (2.75), используя граничные условия (2.76), находим

$$p - q = \frac{2}{\sqrt{3}} \ln \beta_{пл}. \tag{2.77}$$

Применительно к упругой зоне, отождествляя предел упругости с пределом текучести, на основании (2.72) получаем

$$q = \frac{1}{\sqrt{3}} \frac{\beta_{уп}^2 - 1}{\beta_{уп}^2} \sigma_т. \tag{2.78}$$

В формулах (2.77) и (2.78) введены безразмерные параметры: $\beta_{пл} = r_{вн}/r_{пл}$, $\beta_{уп} = r_{кр}/r_{пл}$.

Складывая (2.77) и (2.78), имеем

$$p = \frac{2}{\sqrt{3}} \sigma_т \left(\ln \beta_{пл} - \frac{1}{2\beta_{пл}^2} + \frac{1}{2} \right). \tag{2.79}$$

Определим предельное внутреннее давление, при котором вся труба приходит в пластическое состояние. В этом случае $\beta_{пл} = \beta = r_{кр}/r_{вн}$, $\beta_{уп} = 1$. Из (2.79) находим

$$p_{пр} = \frac{2}{\sqrt{3}} \sigma_т \ln \beta. \tag{2.80}$$

Таким образом, получено значение внутреннего давления, при котором интенсивность напряжений на внутренней поверхности равна пределу текучести (2.72), и значение предельного внутреннего давления, при котором все сечения трубы переходит в пластическое состояние (2.80).

Перейдем к нахождению решения для третьего ($\Delta t \neq 0$, $\varepsilon_z = 0$, $\sigma_z = 0$), наиболее важного с практической точки зрения случая, используемого при проектировании трубопроводов.

Используя условие пластичности (2.70) и подставляя значения σ_r и σ_θ по (2.63) и $\sigma_z = 0$, находим давление, при котором на внутренней поверхности трубы, где имеют место наибольшие напряжения, они равны пределу текучести

$$p_т = \frac{\beta^2 - 1}{\sqrt{3\beta^4 + 1}} \sigma_т. \tag{2.81}$$

Определим давление, при котором напряжения по всему сечению трубы достигнут предела текучести. Для этого, из условия пластичности (2.70), учитывая, что $\sigma_z=0$, находим тангенциальные напряжения

$$\sigma_\theta=\frac{\sigma_r}{2}+\frac{1}{2}\sqrt{4\sigma_т^2-3\sigma_r^2}. \tag{2.82}$$

Подставляя (2.82) в уравнение равновесия (2.27), получаем дифференциальное уравнение

$$\frac{d\sigma_r}{\sigma_r+\sqrt{4\sigma_т^2-3\sigma_r^2}}=-\frac{dr}{2r}. \tag{2.83}$$

Проинтегрируем обе части уравнения (2.83).

Несколько подробно остановимся на интегрировании левой части.

Введем обозначение переменной

$$\sigma_r=\frac{2}{\sqrt{3}}\sigma_т\sin t. \tag{2.84}$$

Учитывая, что $d\sigma_r=\frac{2}{\sqrt{3}}\sigma_т\cos t dt$ и выполнив преобразование, получаем

$$\frac{d\operatorname{tg} t}{(\operatorname{tg} t+\sqrt{3})(1+\operatorname{tg}^2 t)}=-\frac{dr}{2r}. \tag{2.85}$$

Введем новое обозначение переменной

$$\operatorname{tg} t=x. \tag{2.86}$$

Тогда дифференциальное уравнение будет иметь вид

$$\frac{1}{4}\frac{dx}{x+\sqrt{3}}-\frac{1}{4}\frac{xdx}{x^2+1}+\frac{\sqrt{3}}{4}\frac{dx}{x^2+1}=-\frac{dr}{2r}. \tag{2.87}$$

Выполнив интегрирование обеих частей уравнения (2.87), получаем

$$\ln(x+\sqrt{3})-\frac{1}{2}\ln(x^2+1)+\sqrt{3}\operatorname{arctg} x=-2\ln r+C. \tag{2.88}$$

Осуществив обратную замену переменных и выполнив преобразование, находим решение уравнения (2.83)

$$\ln\sqrt{3}\left(\frac{1}{2}\frac{\sigma_r}{\sigma_т}+\sqrt{1-\frac{3}{4}\left(\frac{\sigma_r}{\sigma_т}\right)^2}\right)+\sqrt{3}\operatorname{arctg}\frac{\frac{\sqrt{3}}{2}\frac{\sigma_r}{\sigma_т}}{\sqrt{1-\frac{3}{4}\left(\frac{\sigma_r}{\sigma_т}\right)^2}}=-2\ln r+C. \tag{2.89}$$

Произвольную постоянную определим из условия, что при $r=r_{нр}$ $\sigma_r=0$,

$$C=\ln\sqrt{3}r_{нр}^2. \tag{2.90}$$

Подставляя значение произвольной постоянной, получаем

$$\ln\left(\frac{1}{2}\frac{\sigma_r}{\sigma_т}+\sqrt{1-\frac{3}{4}\left(\frac{\sigma_r}{\sigma_т}\right)^2}\right)+\sqrt{3}\operatorname{arctg}\frac{\frac{\sqrt{3}}{2}\frac{\sigma_r}{\sigma_т}}{\sqrt{1-\frac{3}{4}\left(\frac{\sigma_r}{\sigma_т}\right)^2}}=\ln\frac{r_{вр}^2}{r^2}. \qquad (2.91)$$

Используя второе граничное условие, что при $r=r_{вн}$ $\sigma_r=-p$, получим уравнение, определяющее предельное внутреннее давление, при котором все сечение трубы переходит в пластическое состояние

$$\ln\left(\sqrt{1-\frac{3}{4}\frac{p_{пр}^2}{\sigma_т^2}}-\frac{1}{2}\frac{p_{пр}}{\sigma_т}\right)-\sqrt{3}\operatorname{arctg}\frac{\frac{\sqrt{3}}{2}\frac{p_{пр}}{\sigma_т}}{\sqrt{1-\frac{3}{4}\frac{p_{пр}^2}{\sigma_т^2}}}=2\ln\beta. \qquad (2.92)$$

Для четвертого случая ($\sigma_z\neq 0$, $\varepsilon_z=0$, $\Delta t\neq 0$) давление, при котором на внутренней поверхности напряжения равны пределу текучести, определяется как и ранее из условия пластичности (2.70), подставляя в это условие значения σ_r и σ_θ по (2.63) и σ_z по (2.61)

$$p_т=\frac{\beta^2-1}{\sqrt{3\beta^4+(1-2\mu)^2}}\sigma_т. \qquad (2.93)$$

Определим теперь для четвертого случая давление, на котором напряжения по всему сечению достигнут предела текучести. Для этого из условия пластичности (2.70), учитывая, что

$$\sigma_z=\mu(\sigma_r+\sigma_\theta), \qquad (2.94)$$

находим тангенциальные напряжения

$$\sigma_\theta=-\sigma_r b+\sqrt{(b^2-1)\sigma_r^2+q\sigma_т^2}, \qquad (2.95)$$

где

$$b=\frac{\mu^2-\mu-0{,}5}{\mu^2-\mu+1};\qquad q=\frac{1}{\mu^2-\mu+1}. \qquad (2.96)$$

Подставляя (2.95) в уравнение равновесия (2.27) и разделяя переменные, получаем дифференциальное уравнение

$$\frac{d\sigma_r}{\sigma_r(1+b)\sqrt{(b^2-1)\sigma_r^2+q\sigma_т^2}}=-\frac{dr}{r}. \qquad (2.97)$$

Введем обозначение переменной

$$\sigma_r=\sigma_т\sqrt{\frac{q}{1-b^2}}\frac{2u}{1+u^2}. \qquad (2.98)$$

Учитывая, что

$$d\sigma_r=\sigma_т\sqrt{\frac{q}{1-b^2}}\frac{2(1-u^2)}{(1+u^2)^2}du, \tag{2.99}$$

и выполнив преобразования, получаем уравнения (2.97) в виде

$$\frac{2}{\sqrt{1-b^2}}\frac{(1-u^2)du}{(1+u^2)\left(u^2+2\dfrac{1+b}{\sqrt{1-b^2}}u-1\right)}=-\frac{dr}{r}. \tag{2.100}$$

Выполнив интегрирования обеих частей уравнения, находим

$$-\frac{a}{a^2+4}\ln(u^2+1)-\frac{4}{a^2+4}\operatorname{arctg}u+\frac{a}{a^2+4}\ln|u^2+au-1|=$$

$$=-\frac{\sqrt{1-b^2}}{2}\ln r+C, \tag{2.101}$$

где

$$a=2\frac{1+b}{\sqrt{1-b^2}}. \tag{2.102}$$

Произвольную постоянную определим из условия, что при $r=r_{нр}$, $\sigma_r=0$,

$$C=\frac{\sqrt{1-b^2}}{2}\ln r_{нр}. \tag{2.103}$$

Используя второе граничное условие, что при $r=r_{вн}$, $\sigma_r=-p_{пр}$, получаем уравнение, определяющее предельное внутреннее давление $p_{пр}$, при котором все сечение трубы переходит в пластическое состояние. Для этого из (2.98) определяется переменная u, а далее из условия (2.101) численно определяется предельное внутреннее давление $p_{пр}$.

Анализ результатов и предложения по определению толщины стенки труб при действии внутреннего давления

Отметим, что с увеличением толщины стенки трубопровода отношение давлений, при котором вся труба (по толщине стенки) приходит в пластическое состояние и только интенсивность напряжений на внутренней поверхности достигает предела текучести, увеличивается. Так при параметре толщины стенки, равной $\beta=1{,}1$, это отношение составляет 1,1, что является одним из резервов несущей способности трубопровода. Использование этого резерва требует существенного усложнения методов расчета, получения дополнительной информации об упругопластических свойствах материала трубы и изучения процесса повторных нагружений.

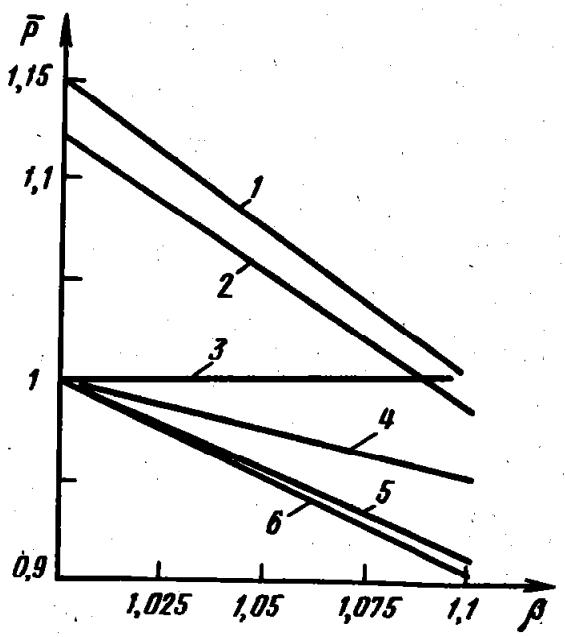


Рис. 2.8. Зависимость параметра внутреннего давления от параметра толщины стенки, при которой труба находится в пластическом состоянии

Согласно норм проектирования магистральных трубопроводов тангенциальные (кольцевые) напряжение определяют по формуле

$$\sigma_\theta = pr_{вн}/\delta, \qquad (2.104)$$

где δ — толщина стенки трубы.

Запишем формулу (2.104) в наших обозначениях и определим как и ранее давление, которое соответствует тангенциальному напряжению, равному пределу текучести

$$p_* = (\beta - 1)\sigma_т. \qquad (2.105)$$

На рис. 2.8 приведены зависимости безразмерного параметра давления $\bar{p} = p_т/p_*$ от безразмерного параметра толщины оболочки $\beta = r_{нр}/r_{вн}$ для ряда условий. Кривые *1*, *2* и *6* соответствуют рассмотренным ранее случаям граничных условий и воздействий. Кривая *4* соответствует случаю, когда величина $p_т$ определяется согласно норм котлонадзора, кривая *5* — по нормам США. Из сравнения графиков следует, что наибольшее допустимое давление соответствует случаю, когда трубопровод имеет заглушки и нет ограничений, препятствующих продольным перемещениям (кривая *1*). При отсутствии заглушек и ограничений, препятствующих продольным перемещениям, допустимые давления уменьшаются (кривая *2*). Отметим, что прямая *3* ($\bar{p} = 1$) соответствует решению согласно СНиП 2.05.06—85. С уменьшением растягивающих продольных напряжений (σ_z) допустимое давление уменьшается, а кривая *6* соответствует положительному температурному воздействию, при котором $\sigma_z = 0$. Кривые *4* и *5* показывают, что нормы котлонадзора и США более, чем СНиП 2.05.06—85, отражают работу трубопровода, как толстостенной оболочки. Однако с увеличением толщины стенки решение по СНиП 2.05.06—85 не идет в запас прочности. Для тонкостенных трубопроводов ($\beta \to 1$) решения по всем нормам близки.

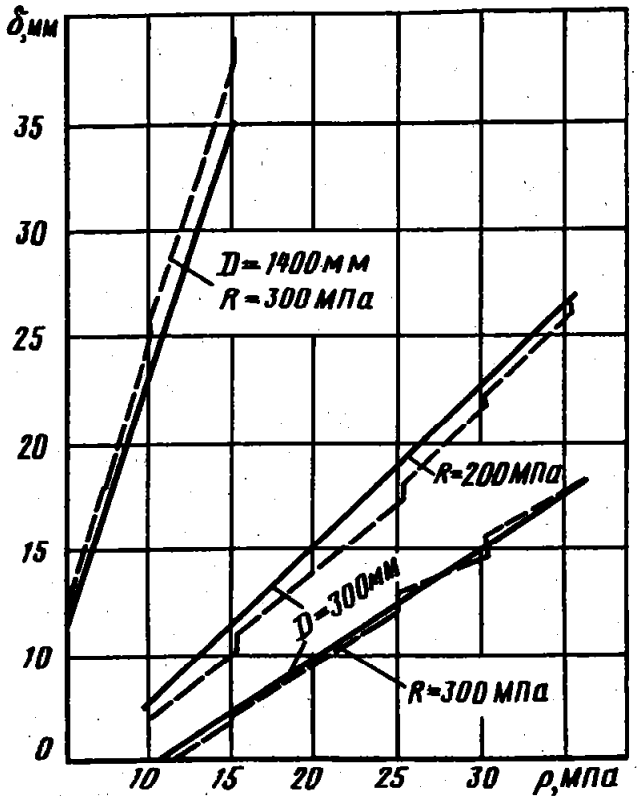


Рис. 2.9. Зависимость толщины стенки труб от внутреннего давления

Для практических расчетов промысловых трубопроводов, работающих в основном при положительном температурном перепаде, толщину стенки следует определять для граничных условий случая *б*.

Выполнив преобразования формулы (2.81), запишем решение для определения толщины стенки промысловых трубопроводов в обозначениях, принятых в нормах проектирования

$$\delta = D_{н}\frac{\beta-1}{2\beta}, \tag{2.106}$$

где

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{1-3\left(\frac{np}{R}\right)^2}\left(1+2\frac{np}{R}\sqrt{1-\frac{3}{4}\left(\frac{np}{R}\right)^2}\right)}, \tag{2.107}$$

где δ — номинальная толщина стенки; n — коэффициент надежности по нагрузке для внутреннего давления; p — рабочее (нормативное) давление; R — расчетное сопротивление материала труб.

Сравним расчетные толщины стенок по предлагаемой формуле и по ведомственным нормам на проектирование промысловых трубопроводов.

Результаты по определению толщины стенок труб в зависимости от давления приведены на рис. 2.9. Сплошными линиями показаны

результаты по предлагаемой методике — формула (2.106), пунктирными — по нормам. Имеющийся разрыв (скачки) при расчете по нормам объясняются дифференцированным значением коэффициента надежности, устанавливаемого в зависимости от давления.

Следует отметить, что в целом принятые коэффициенты надежности в нормах отражают влияние толщины стенки трубы. Однако, предлагаемая здесь методика более полно и неразрывно, что важно для промысловых трубопроводов с различным давлением, отражает влияние радиальных напряжений и расчетного сопротивления металла труб на толщину их стенки. Для трубопроводов большого диаметра и из высокопрочных сталей предлагаемое решение дает уменьшение толщины стенки, в некоторых случаях до 12%. Кроме того, предлагаемый принцип позволяет методически правильно вести расчет трубопровода как строительной конструкции с учетом дополнительных радиальных напряжений в трубопроводе.

Напряженно-деформированное состояние и жесткостные характеристики сечения

Как известно, при расчете различных конструкций трубопроводов (подземных или открытых) для определения внутренних усилий в качестве их расчетной модели принимается стержневая система со связями. При этом для сложных статически-неопределимых систем распределение внутренних усилий чаще всего находится исходя из упругой работы материала труб. Результатом такого расчета являются значения внутренних усилий в сечениях трубопровода.

Уровень напряженно-деформированного состояния (НДС) трубопровода в ряде случаев характеризуются напряжениями, превосходящими предел пропорциональности, когда работа материала труб не подчиняется закону Гука. Кроме того, во всех случаях для оценки предельных состояний конструкции необходимо получить распределение напряжений в сечении трубопровода при нагрузках и воздействиях, вызывающих пластические деформации.

Задача определения напряженно-деформированного состояния сечения сплошного стержня из упругопластического материала при одноосных напряжениях рассмотрена в работах А. В. Геммерлинга. При этом для определения напряжений, деформаций и жесткости сечения используется итерационный метод. Наиболее удачным следует признать подобный алгоритм, описанный в работах В. П. Коломиеца. Принципиальная идея метода, приведенного в этих работах, вошла в справочную литературу под названием алгоритм «Сечение». Здесь приведен метод определения напряжений, деформаций и жесткости сечения напорного тонкостенного трубопровода с учетом упругопластических деформаций материала. Особенностью метода является учет двухосного напряженного состояния в стенке трубопровода. Задача решается методом переменных параметров

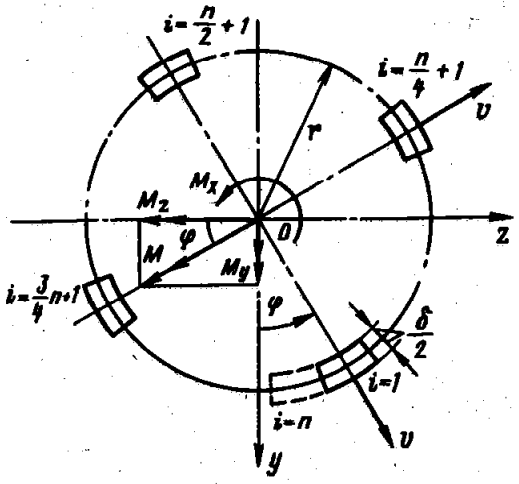


Рис. 2.10. Схема сечения трубопровода, усилий и разбивки на элементарные площадки

упругости с использованием основных уравнений теории пластичности в форме, изложенной в работах Н. И. Безухова.

Рассмотрим сечение трубопровода (рис. 2.10), нагруженного внутренним давлением p, продольной силой N, изгибающими моментами в двух взаимно-перпендикулярных плоскостях M_y, M_z, крутящим моментом M_x (ось OX совпадает с осью трубы) и подверженного действию температурного перепада Δt. При этом являются известными геометрические характеристики сечения трубопровода (наружный диаметр $D_н$ и толщина стенки δ) и диаграмма «напряжение — деформация» ($\sigma-\varepsilon$), характеризующая одноосное растяжение материала трубы. Диаграмма, «напряжение-деформация» может задаваться в любой форме как, например, таблицей координат точек в осях $\sigma-\varepsilon$ или в форме аналитического описания, и может быть произвольного вида с единственным ограничивающим условием: $d\sigma/d\varepsilon \geqslant 0$. Нагрузки и воздействия могут иметь широкий диапазон значений, не ограниченных требованиями работы материала труб только в упругой области.

Основная задача — определение компонентов НДС и жесткостей сечения в трубопроводе под действием заданных усилий. Задача решается итерационным методом с использованием основных положений способа определения НДС сплошных сечений стержневых конструкций. Принимается гипотеза о простом нагружении.

Благодаря осевой симметрии сечения трубопровода, для упрощения задачи изгибающие моменты M_y и M_z, действующие в горизонтальной и вертикальной плоскостях, заменяются одним результирующим изгибающим моментом $M=\sqrt{M_y^2+M_z^2}$, действующим в плоскости XOU, расположенной под углом $\varphi=\operatorname{arctg}(M_y/M_z)$ к оси OY (см. рис. 2.10). Сечение трубопровода, представляющее собой кольцо с радиусом средней линии $r=(D_н-\delta)/2$ и шириной δ, разбивается секториальными сечениями на n равновеликих элементарных площадок, каждая из которых характеризуется своим порядковым номером i, а также переменными параметрами упругости: секущим модулем E_i и коэффициентом поперечной деформации μ_i, которые вычисляются

для центров элементарных площадок и считаются постоянными в пределах одной площадки. Для удобства вычислений центр первой площадки $(i=1)$ располагается на пересечении средней линии сечения и положительного направления оси OU в растянутой зоне сечения, а число площадок n принимается кратным четырем (в этом случае вспомогательные оси OU и OV пересекают центры соответствующих площадок).

Прямоугольные координаты i-й площадки в системе UOV вычисляются по формулам

$$u_i=r\cos\beta_i,\ \ v_i=r\sin\beta_i,\ \ \beta=2(i-1)\pi/n;\ \ i=\overrightarrow{1,n}. \qquad (2.108)$$

В силу расчетной схемы тонкостенного кольца, находящегося под внутренним давлением, кольцевые напряжения не зависят от других компонентов НДС трубопровода и определяются известным выражением

$$\sigma_{\text{кц}}=p(D_{\text{н}}-2\delta)/2\delta. \qquad (2.109)$$

Принимая гипотезу о постоянстве потока касательных напряжений в сечении тонкостенной трубы при кручении, находим касательные напряжения

$$\tau_x=M_x r/2I, \qquad (2.110)$$

где M_x — крутящий момент; I — осевой момент инерции сечения. Таким образом, кольцевые и касательные напряжения считаются постоянными и не зависят ни от номера площадки, ни от номера итерации.

В каждой итерации j НДС сечения характеризуется обобщенными осевыми ε_{Nj} и изгибными $\varkappa_*=\varkappa_{j_r}$ деформациями ($\varkappa_j$ — приращение кривизны оси в плоскости XOU). На начальном этапе расчета во всех площадках переменные параметры упругости принимаются равными начальным упругим постоянным материала E_0 и μ_0, а обобщенные деформации вычисляются по формулам

$$\varepsilon_N=N/B_{0F};\ \ \varkappa_*=Mr/B_{0I}, \qquad (2.111)$$

где $B_{0F}=E_0F$; $B_{0I}\fallingdotseq E_0I$ — начальные жесткости сечения при растяжении (сжатии) и изгибе.

Используя гипотезу плоских сечений, продольные напряжения на данной итерации находятся в зависимости от обобщенных деформаций и секущего модуля, определенных на предыдущей итерации:

$$\sigma_{1ji}=E_{(j-1)i}\left[\varepsilon_{N(j-1)}+\varkappa_{*(j-1)}\cos\beta_i\right]. \qquad (2.112)$$

Здесь следует отметить, что продольные напряжения в явном виде не зависят от внутреннего давления, поскольку продольная сила N уже содержит в себе усилие, вызванное внутренним давлением.

По известным компонентам напряжений определяются условные интенсивности напряжений, соответствующие секущим модулям предыдущей итерации:

$$\sigma_{\text{усл}\,ji}=\sqrt{\sigma_{\text{кц}}^2-\sigma_{\text{кц}}\sigma_{1ji}+\sigma_{1ji}^2+3\tau^2}. \qquad (2.113)$$

Для упрощения выражений, используемых для определения переменных параметров упругости, далее находятся не интенсивности деформаций, а соответствующие напряжениям (2.113) деформации при одноосном растяжении

$$\varepsilon_{ji}=\sigma_{\text{усл}\,ji}/E_{(j-1)\,i}, \qquad (2.114)$$

которые в совокупности с известной (заданной) диаграммой одноосного растяжения $\sigma-\varepsilon$ позволяют определить переменные параметры упругости на данной итерации

$$E_{ji}=\sigma_{ji}/\varepsilon_{ji},\quad \mu_{ji}=\frac{1}{2}-\frac{1-2\mu_0}{2}\frac{E_{ji}}{E_0}, \qquad (2.115)$$

где σ_{ji} — напряжения, соответствующие по диаграмме $\sigma-\varepsilon$ деформациям (2.114). Такой прием позволяет отказаться от перерасчета диаграммы «напряжения — деформации» в диаграмму деформирования и использовать более простые зависимости (2.115) для переменных параметров упругости.

Применяя относительный секущий модуль $\eta_{ji}=E_{ji}/E_0$, далее вычисляются относительные жесткости (отнесенные к соответствующим начальным жесткостям) деформированного сечения трубопровода соответственно при растяжении (сжатии), изгибе, кручении, а также приведенный статический момент сечения на данной итерации:

$$\gamma_{jF}=\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\eta_{ji};\quad \gamma_{jI}=\frac{2}{n}\frac{1}{r^2}\sum_{i=1}^{n}\eta_{ji}u_i^2;$$

$$\gamma_{j\,\text{кр}}=\frac{1+\mu_0}{n}\sum_{i=1}^{n}\frac{\eta_{ji}}{1+\mu_{ji}};\quad \gamma_{jS}=\frac{1}{n}\frac{1}{r}\sum_{i=1}^{n}\eta_{ji}u_i. \qquad (2.116)$$

Обобщенные деформации j-й итерации находятся из статических условий равновесия сечения, составляющих систему двух уравнений:

$$N=\int_F\sigma_{1\,j}\,dF,\quad M=\int_F\sigma_{1\,j}u\,dF. \qquad (2.117)$$

Подставляя в уравнения (2.117) значения σ_{1ji}, определенные в соответствии с формулой (2.112), заменяя продольную силу и момент выражениями, следующими из (2.117), а также учитывая свойственное кольцевому тонкостенному сечению приближенное соотношение между моментом инерции и площадью сечения $I/F\simeq r^2/2$, получим систему уравнений для определения обобщенных деформаций ε_{jN} и $\varkappa_{j*}$.

$$\begin{Vmatrix}\gamma_{jF} & \gamma_{jS}\\ \gamma_{jS} & \frac{1}{2}\gamma_{jI}\end{Vmatrix}\cdot\begin{Vmatrix}\varepsilon_{jN}\\ \varkappa_{j*}\end{Vmatrix}=\begin{Vmatrix}\varepsilon_N\\ \frac{1}{2}\varkappa_*\end{Vmatrix}. \qquad (2.118)$$

Проверка сходимости итерационного процесса выполняется по относительным приращениям обобщенных деформаций на данной итерации. Большее из двух относительных приращений обобщенных деформаций сравнивается с заданным критерием сходимости. В случае неудовлетворения заданному критерию итерационный цикл повторяется. В противном случае итерационный процесс заканчивается и найденные на последней итерации компоненты напряжений и жесткости сечений являются окончательными расчетными. К найденным обобщенным деформациям добавляются также компоненты деформаций, определяемые в зависимости от напряжений и переменных параметров упругости, найденных на последней итерации:

$$\varepsilon_{1i}=\frac{1}{E_{ji}}(\sigma_{1ji}-\mu_{ji}\sigma_{\text{кц}})+\alpha\Delta t;$$

$$\varepsilon_{2i}=\frac{1}{E_{ji}}(\sigma_{\text{кц}}-\mu_{ji}\sigma_{1ji})+\alpha\Delta t;$$

$$\varepsilon_{3i}=-\frac{\mu_{ji}}{E_{ji}}(\sigma_{\text{кц}}+\sigma_{1ji})+\alpha\Delta t;$$

$$\varepsilon_{yzi}=2(1+\mu_{ji})\tau/E_{ji}. \qquad (2.119)$$

Интенсивности напряжений совпадают по величине с напряжениями, определяемыми по диаграмме одноосного растяжения в зависимости от «одноосных» деформаций (2.119) в последней итерации $(\sigma_{\text{э}i}=\sigma_{ji})$. Интенсивности деформаций для стадии нагружения и разгрузки (остаточные) определяются по формулам

$$\varepsilon_{\text{э}i}=\varepsilon_{ji}-\frac{1-2\mu_0}{3}\frac{\sigma_{\text{э}i}}{E_0};$$

$$\varepsilon_{\text{э ост}\,i}=\varepsilon_{\text{э}i}-\frac{2(1+\mu_0)}{3}\frac{\sigma_{\text{э}i}}{E_0}. \qquad (2.120)$$

Поскольку при расчете трубопровода необходимо иметь относительные жесткости при изгибе в горизонтальной и вертикальной плоскостях, то они находятся путем перехода от осей U и V к осям y и z

$$\gamma_{yI}=\frac{2}{n}\frac{1}{r^2}\sum_{i=1}^{n}\eta_{ji}(u_i\sin\varphi+v_i\cos\varphi)^2,$$

$$\gamma_{zI}=\frac{2}{n}\frac{1}{r^2}\sum_{i=1}^{n}\eta_{ji}(u_i\cos\varphi-v_i\sin\varphi)^2. \qquad (2.121)$$

В процессе упругопластического деформирования точка приложения продольной силы в сечении трубопровода, совпадающая с физическим центром тяжести сечения, постепенно смещается из геометрического центра сечения. Это смещение вдоль оси OU находится по последней итерации по формуле $a=(\gamma_{jS}/\gamma_{jF})r$. Продольные деформации и напряжения, а также переменные параметры упругости в физическом центре тяжести сечения принимаются равными соответствующим

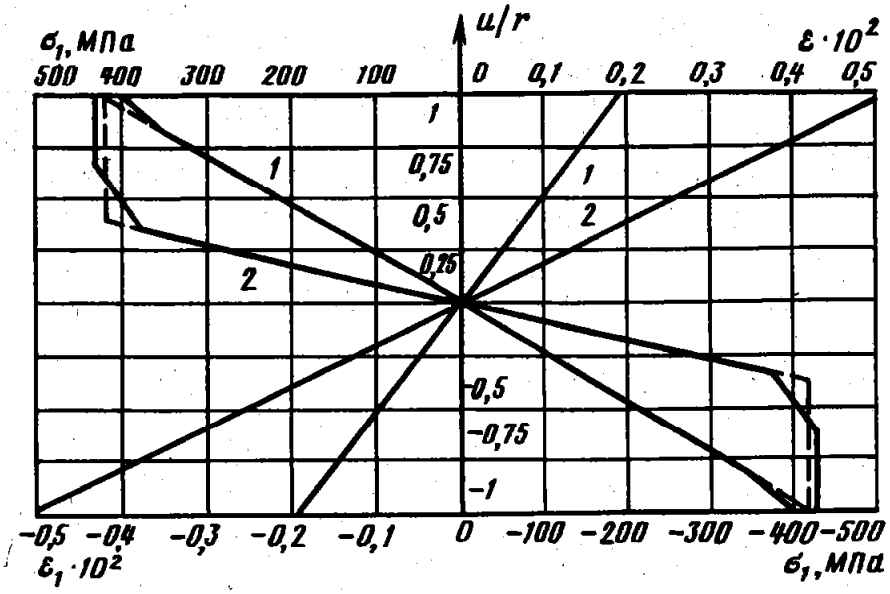


Рис. 2.11. Эпюры продольных напряжений (σ_1) и продольных деформаций при достижении фибровой текучести *1* и пластического шарнира *2*

значениям для той элементарной площадки, координата центра которой u_i является ближайшей к найденному смещению a.

С использованием предложенного алгоритма ЮжНИИГипрогазом составлена программа (УПД) расчета для ЭВМ ЕС, позволяющая определять жесткости и НДС сечения напорного трубопровода.

С целью сравнения результатов расчетов по программе с аналитическим решением задачи о чистом изгибе в замкнутом виде (определения изгибающих моментов при заданных фибровых деформациях) на рис. 2.11 приведены эпюры продольных напряжений и деформаций при двух значениях изгибающего момента $M_т = \sigma_т W$ (момент, соответствующий достижению фибровой текучести) и $M_{пл} = 4\sigma_т W/\pi$ (момент, соответствующий достижению пластического шарнира) для следующих исходных данных: $D_н \times \delta = 1420 \times 17{,}5$ мм; $E_0 = 2{,}06 \cdot 10^5$ МПа; $\mu_0 = 0{,}3$; $\sigma_т = 420$ МПа; $n = 20$; $\Delta = 0{,}05$; материал — идеальный упругопластический. Здесь же пунктиром обозначены эпюры продольных напряжений, вычисленные согласно полученным по программе «УПД» продольным деформациям и заданной диаграмме «напряжение — деформация» материала. Для обобщенного сравнения результатов и оценки их достоверности были определены значения изгибающих моментов $M_т$ и $M_{пл}$ путем теоретического решения обратной задачи, исходя из значений фибровых деформаций. Получены следующие результаты: программа «УПД» — $M_т = 1{,}121 \cdot 10^4$ кН·м; $M_{пл} = 1{,}428 \cdot 10^4$ кН·м; теоретическое решение — $M_т = 1{,}113 \cdot 10^4$ кН·м; $M_{пл} = 1{,}385$ кН·м. Сравнение показывает, что расхождение в значениях изгибающих моментов составляет соответственно 0,7 и 3%.

В табл. 2.2 приведены результаты численного расчета на ЭВМ по программе «УПД» для трубопровода с теми же исходными

Таблица 2.2

Напряжения, деформации и переменные параметры упругости в сечении трубопровода

Номер площадки	Напряжения, МПа		Деформации						Параметры упругости	
	продольные	эквивалентные	продольные	кольцевые	радиальные	сдвига	эквивалентные	остаточные эквивалентные	Относительный модуль деформации	Коэффициент поперечной деформации
1	484	420	0.393E−02	0.117E−02	0.271E−03	0.0	0.244E−02	0.702E−03	0.740	0.352
2	484	420	0.385E−02	0.119E−02	0.201E−03	0.0	0.234E−02	0.611E−03	0.766	0.347
3	484	420	0.360E−02	0.124E−02	0.218E−05	0.0	0.208E−02	0.346E−03	0,853	0.329
4	461	405	0.316E−02	0.133E−02	0.304E−03	0.0	0.167E−02	0.163E−08	1.000	0.300
5	337	292	0.257E−02	0.151E−02	0.481E−03	0.0	0.121E−02	0.163E−08	1.000	0.300
6	200	185	0.191E−02	0.171E−02	0.677E−03	0.0	0.764E−03	0.466E−09	1.000	0.300
7	621	145	0.126E−02	0.190E−02	0.874E−03	0.0	0.600E−03	0.466E−09	1.000	0.300
8	620	204	0.667E−03	0.208E−02	0.105E−02	0.0	0.843E−03	0.466E−09	1.000	0.300
9	160	283	0.198E−03	0.222E−02	0.119E−02	0.0	0.117E−02	0.163E−08	1.000	0.300
10	224	339	0.103E−03	0.231E−02	0.128E−02	0.0	0.140E−02	0.163E−08	1.000	0.300
11	245	359	0.206E−03	0.234E−02	0.131E−02	0.0	0.148E−02	0.163E−08	1.000	0.300
12	224	339	0.103E−03	0.231E−02	0.128E−02	0.0	0.140E−02	0.256E−08	1.000	0.300
13	160	285	0.198E−03	0.222E−02	0.119E−02	0.0	0.1117E−02	0.140E−08	1.000	0.300
14	620	204	0.667E−03	0.208E−02	0.105E−02	0.0	0.843E−03	0.698E−09	1.000	0.300
15	621	145	0.126E−02	0.190E−02	0.874E−03	0.0	0.600E−03	0.698E−09	1.000	0.300
16	200	185	0.191E−02	0.171E−02	0.677E−03	0.0	0.764E−03	0.466E−09	1.000	0.300
17	337	292	0.257E−02	0.151E−02	0.481E−03	0.0	0.121E−02	0.163E−08	1.000	0.300
18	461	405	0.316E−02	0.133E−02	0.304E−03	0.0	0.167E−02	0.233E−08	1.000	0.300
19	484	420	0.360E−02	0.124E−02	0.418E−05	0.0	0.208E−02	0.346E−03	0.853	0.329
20	484	420	0.385E−02	0.119E−02	0.201E−03	0.0	0.234E−02	0.611E−03	0.766	0.347

$\gamma_F = 0{,}949$; $\gamma_{yI} = 0{,}985$; $\gamma_{zI} = 0{,}912$; $\gamma_{кр} = 0{,}943$; $\sigma_{кц} = 166$ МПа.

данными, но при следующих нагрузках и воздействиях: $p=4{,}2$ МПа; $\Delta t=100°$ С; $N=1{,}311\cdot10^4$ кН; $M_y=0$; $M_z=1{,}055\cdot10^4$ кН·м; $M_x=0$.

Таким образом, изложенный метод численного решения задачи определени-я НДС сечения и его жесткостных характеристик и реализация его на ЭВМ позволяет более точно учесть действительные условия работы трубопровода и за счет более полного использования несущей способности сечения трубопровода выбирать параметры рациональных конструктивных решений (толщину стенки, начальные радиусы изгиба, сочетание прямолинейных участков и отводов, шаг связей (балластировку) и опор, допустимый температурный перепад и др.).

ГЛАВА 3
ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСНОВНЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ ПАРАМЕТРОВ ПОДЗЕМНЫХ МАГИСТРАЛЬНЫХ И ПРОМЫСЛОВЫХ ТРУБОПРОВОДОВ

Нормативные требования по определению основных конструктивных параметров

Под нормативными требованиями к основным конструктивным параметрам понимаются условия прочности, деформативности и устойчивости, содержащиеся в нормах, которые определяют конструктивные решения. В Нормах проектирования как магистральных, так и промысловых трубопроводов приведены формулы для определения расчетной толщины стенок трубы в зависимости от рабочего (нормативного) давления, категории участка, физико-механических характеристик материала труб и качества их изготовления, видов транспортируемого продукта и ряда других факторов. Особенностью этих расчетных формул является то, что они получены исходя из предельных состояний при воздействии только внутреннего давления. Это означает, что эти расчетные толщины стенки трубы являются минимальными, и в некоторых случаях, в зависимости от других параметров конструкции, нагрузок, и воздействий, могут быть увеличены. Поскольку для протяженных трубопроводов толщина стенки трубы определяет металлоемкость сооружения, то основным принципом проектирования трубопровода, т. е. выбора его основных параметров, является ограничение технологических нагрузок и принятие конструктивных решений, не требующих увеличения толщины стенки трубы.

Максимальный допустимый температурный перепад при минимальной толщине стенки определяется условием, при котором продольные

осевые напряжения от внутреннего давления и температурного перепада были бы равны нулю или больше нуля, т. е. были растягивающими. Однако продольные растягивающие напряжения ограничены расчетным сопротивлением материала труб.

Если принятая в проекте согласно сортаменту на трубы толщина стенки труб больше расчетной, то это означает, что можно увеличить положительный температурный перепад по сравнению с ранее определенным максимально допустимым.

Для предотвращения недопустимых пластических деформаций проводится расчет из условия ограничения максимальных напряжений, включая балочные изгибные. Это условие записано в нормах через напряжение и отражает требования, чтобы компоненты напряжений и их интенсивность от нормативных нагрузок не превышала бы величины, связанной с пределом текучести металла. Обычно это условие, за исключением сталей с очень низким соотношением предела текучести и прочности, не является определяющим при назначении толщины стенки труб, а в основном определяет допустимые радиусы упругого изгиба, глубину заложения трубы, балластировку и т. п.

Основные конструктивные параметры подземных магистральных трубопроводов

Под основными конструктивными параметрами понимается толщина стенки трубы, температурный перепад и минимальный радиус упругого изгиба, которые, в основном, определяют конструктивное решение подземных трубопроводов. Обычно вначале эти параметры находят для так называемого «защемленного» трубопровода, т. е. при отсутствии продольных и поперечных перемещений. Затем проверяется прочность, деформативность и устойчивость трубопровода как системы, состоящей из сочетания прямолинейных, упругоизогнутых участков и отводов с учетом взаимодействия с грунтом и закрепляющими устройствами.

Согласно нормам проектирования магистральных трубопроводов (СНиП 2.05.06—85) расчет на прочность производится с учетом упругопластической работы металла труб, исходя из нормированной диаграммы растяжения.

Для построения нормированной диаграммы $\bar{\sigma}-\bar{\varepsilon}$ при расчете по предельным состояниям необходимо учесть изменчивость прочностных характеристик металла труб. В связи с этим нормативная диаграмма растяжения $\sigma-\varepsilon$ перестраивается в нормированную диаграмму $\bar{\sigma}-\bar{\varepsilon}$

$$\bar{\sigma}=\sigma/k_{\text{в.о}},\quad \bar{\varepsilon}=\varepsilon-\left(1-\frac{1}{k_{\text{в.о}}}\right)\sigma/E_0, \tag{3.1}$$

где $k_{\text{в.о}}$ — коэффициент вероятностной обеспеченности прочностных характеристик металла труб.

Кроме того, для построения нормативной и нормированной диаграммы используются нормативные сопротивления растяжению металла труб $R_{1н}$ и $R_{2н}$, определяемые в соответствии со СНиП 2.05.06—85.

Схематическое изображение нормативной диаграммы представлено на рис. 2.4, а уравнения ее трех ветвей описано в гл. 2. В случае задания диаграммы в табличной форме перерасчет напряжений и деформаций производится по формулам (3.1).

Учет в расчетах упругопластической работы металла труб вызывает необходимость более точного определения физического смысла коэффициента условия работы, коэффициента надежности по материалу трубы и коэффициента надежности по назначению трубопровода, которые согласно нормам используются при определении расчетного сопротивления.

Под коэффициентом условия работы, применительно к трубопроводам, понимается коэффициент, отражающий приближенность расчетной схемы и принятых предпосылок расчета, неучет начальных несовершенств конструкции и других факторов, влияющих на напряженно-деформированное состояние. В такой трактовке коэффициент условия работы должен вводиться в определяемые расчетным путем напряжения от расчетных нагрузок и воздействий, а не в расчетное сопротивление.

Коэффициент надежности для магистральных трубопроводов определяет степень ответственности и мощности транспортной системы, а также значимость последствий наступления предельных состояний (отказов). По такой трактовке на коэффициент надежности $(k_н > 1)$ следует делить предельные значения, характеризующие несущую способность.

Коэффициент надежности по материалу должен отражать изменчивость прочностных характеристик труб, т. е. обеспеченность нормативных сопротивлений СНиП II. А-10—71. Однако коэффициент надежности по материалу труб согласно нормам проектирования магистральных трубопроводов отражает не только этот фактор, но и качество труб, а также допуск по толщине стенки. Однако если первые два фактора должны учитываться при определении расчетного сопротивления по его нормативной величине, то третий фактор — допуск по толщине стенки труб не может учитываться в коэффициенте надежности по материалу, а должен учитываться при определении расчетных напряжений.

Если в линейной постановке задачи параметры упругости не зависят от уровня напряженного состояния, то при расчете физических нелинейных систем искомые напряжения зависят от деформаций системы. В связи с этим при расчете на прочность с учетом упругопластической работы металла труб вводится понятие условного расчетного сопротивления

$$\bar{R}_1 = \eta R_1, \quad \eta = k_\delta / m, \tag{3.2}$$

где R_1, m — расчетное сопротивление и коэффициент условия работы, определяемые согласно СНиП 2.05.06—85; k_δ — коэффициент, учитывающий возможное утонение стенки трубы за счет минусового допуска.

Коэффициент k_δ, как отмечалось ранее, является одним из элементов коэффициента надежности по материалу k_1 и может быть ориентировочно назначен в зависимости от последнего на основе СНиП 2.05.06—85:

k_1	1,34	1,4	1,47	1,5
k_δ	1,05	1,1	1,15	1,2

Коэффициент η необходимо также учесть при определении напряжений от внутреннего давления и температурного перепада

$$\bar{\sigma}_{\text{кц}} = \eta\sigma_{\text{кц}};\ \ \bar{\sigma}_{\Delta t} = \eta\sigma_{\Delta t} = -\eta\alpha E\Delta t, \tag{3.3}$$

где α — коэффициент линейного расширения; E — переменный параметр упругости; Δt — температурный перепад, положительный при нагревании; знак минус во второй формуле (3.3) означает, что при положительном температурном перепаде напряжения сжимающие.

В соответствии с нормами на проектирование магистральных трубопроводов предельное состояние для подземных трубопроводов при расчете на прочность формулируется в виде

$$\sqrt{\bar{\sigma}^2_{\text{кц}} + \bar{\sigma}^2_{\text{пр}\,N} - \bar{\sigma}_{\text{пр}\,N}\bar{\sigma}_{\text{кц}}} \leqslant \bar{R}_1;$$

$$\bar{\sigma}_{\text{кц}} \leqslant \bar{R}_1,\ \ |\bar{\sigma}_{\text{пр}\,N}| \leqslant \bar{R}_1. \tag{3.4}$$

Уравнения (3.4) выражают условия, чтобы интенсивность, обусловленная кольцевыми и продольными осевыми напряжениями, а также сами компоненты напряжений не превосходили бы расчетного сопротивления.

В частности, для прямолинейных и упругоизогнутых участков подземных и наземных (в насыпи) магистральных трубопроводов при отсутствии продольных и поперечных перемещений трубы кольцевые и продольные напряжения определяются по формулам

$$\bar{\sigma}_{\text{кц}} = \eta n p D_{\text{вн}}/2\delta;\ \ \bar{\sigma}_{\text{пр}\,N} = \mu\bar{\sigma}_{\text{кц}} + \bar{\sigma}_{\Delta t}. \tag{3.5}$$

Анализ предельных состояний (3.4) показывает, что существует область напряженного состояния, когда толщина стенки не зависит от температурного перепада. Эта область соответствует условию, когда все три ограничения по (3.4) совпадают, т. е. при изменении напряжения $\sigma_{\text{пр}\,N}$ в интервале от 0 до $\bar{R}_1$. На основании условий предельного состояния (3.4) и формул для определения напряжений (3.5) можно решить три задачи по нахождению:

минимальной толщины стенки, исходя из внутреннего давления, и соответствующего ей допустимого температурного перепада — положительного и отрицательного;

толщины стенки трубы при заданном температурном перепаде;

температурного перепада при заданной толщине стенки трубы.

Для решения всех этих задач возникает необходимость найти переменный параметр упругости E и переменный коэффициент поперечной деформации μ, соответствующие расчетному сопротивлению $\bar{R}_1$. Для этого используется нормированная диаграмма, представленная в аналитическом виде или в табличной форме.

Деформация определяется по формулам

$$\text{при } \bar{R}_1 \leqslant \bar{\sigma}_\text{п} \quad \bar{\varepsilon}(\bar{R}_1) = \bar{R}_1 / E_0;$$

$$\text{при } \bar{\sigma}_\text{п} < \bar{R}_1 < \bar{\sigma}_{0,2} \quad \bar{\varepsilon}(\bar{R}_1) = \bar{\varepsilon}_j + (\bar{\varepsilon}_{j+1} - \bar{\varepsilon}_j)\left[(\bar{R}_1 - \bar{\sigma}_j)/(\bar{\sigma}_{j+1} - \bar{\sigma}_j)\right];$$

$$\text{при } \bar{\sigma}_{0,2} \leqslant \bar{R}_1 \leqslant \bar{\sigma}_\text{в} \quad \bar{\varepsilon}(\bar{R}_1) = \bar{\varepsilon}_{0,2} + (\bar{R}_1 - \bar{\sigma}_{0,2})/E_1, \tag{3.6}$$

где j — номер узловой точки, между которыми заключена величина $\bar{R}_1$. Номер узловой точки определяется из условия $\bar{\sigma}_j \leqslant \bar{R}_1 < \bar{\sigma}_{j+1}$. Вторая формула из (3.6) также используется при табличном варианте задания диаграммы $\bar{\sigma} - \bar{\varepsilon}$.

Переменные модуль деформации E (секущий) и соответствующий ему коэффициент поперечной деформации μ определяют по формулам

$$E = \bar{R}_1 / \bar{\varepsilon}(\bar{R}_1); \quad \mu = 0{,}5 - (1 - 2\mu_0) E / E_0, \tag{3.7}$$

где μ_0 и E_0 — коэффициент Пуассона и модуль упругости.

Расчетные формулы для определения минимальной толщины стенки, соответствующего ей температурного перепада (положительного и отрицательного) определяют условиями равенства кольцевых напряжений расчетному сопротивлению, продольных напряжений — нулю и продольных растягивающих напряжений — расчетному сопротивлению

$$\delta = npD_\text{н} / 2(R_1 + np); \tag{3.8}$$

$$\Delta t_{(+)} = \mu R_1 / \alpha E; \tag{3.9}$$

$$\Delta t_{(-)} = -(1 - \mu) R_1 / \alpha E. \tag{3.10}$$

При заданном температурном перепаде толщину стенки определяют также по формуле (3.8), однако для этого случая

$$R_1 = \min(R_{1*}, R_1), \tag{3.11}$$

где R_{1*} — условные сопротивления, которые в зависимости от знака температурного перепада определяют по формулам

$$R_{1*} = \frac{-(1 - 2\mu)\alpha \Delta t_{(+)} E + \sqrt{4(1 - \mu + \mu^2) R_1^2 - 3(\alpha \Delta t E)^2}}{2(1 - \mu + \mu^2)}; \tag{3.12}$$

$$R_{1*} = (R_1 + \alpha \Delta t_{(-)} E)/\mu. \tag{3.13}$$

Необходимо отметить, что если величина R_{1*} или подкоренное выражение в числителе формулы (3.12) имеет отрицательное значение, то это означает, что соответствующий заданный температурный перепад превышает предельно допустимую величину.

Допустимый положительный и отрицательный температурные перепады при заданной толщине стенки

$$\Delta t_{(+)}=(R_1/\alpha E)\left\{\sqrt{1-0{,}75\left[\frac{np(D_н-2\delta)}{2\delta R_1}\right]^2}-(1-2\mu)\frac{np(D_н-2\delta)}{2\delta R_1}\right\}; \quad (3.14)$$

$$\Delta t_{(-)}=-(R_1/\alpha E)\left[1-\mu\frac{np(D_н-2\delta)}{2\delta R_1}\right]. \quad (3.15)$$

Здесь необходимо отметить, что если величина $np(D_н-2\delta)/2\delta R_1>1$, то это означает, что заданная толщина стенки трубы меньше предельно допустимой величины.

В некоторых случаях параметры — толщина стенки и температурный перепад являются заданными величинами, а необходимо определить напряженное состояние и провести оценку условий прочности. Так как напряженное состояние (кольцевые и продольные напряжения, определяемые по (3.5)), является функцией переменных параметров упругости, которые в свою очередь зависят от интенсивности напряжений, то задача решается методом последовательных приближений. В качестве нулевого приближения принимается упругое решение, т. е. $E=E_0$, $\mu=\mu_0$. По формуле (3.5) с учетом (3.3) определяют кольцевые и продольные напряжения. Затем вычисляют интенсивность напряжений

$$\sigma_i=\sqrt{\bar{\sigma}^2_{кц}+\bar{\sigma}^2_{пр\,N}-\bar{\sigma}_{кц}\bar{\sigma}_{пр\,N}}. \quad (3.16)$$

Далее нормированная диаграмма растяжения пересчитывается в диаграмму деформирования в соответствии с формулами

$$\sigma_i=\sigma; \quad \varepsilon_i=\varepsilon-\frac{1-2\mu_0}{3E_0}\sigma. \quad (3.17)$$

По диаграмме деформирования по формулам, аналогичным (3.6), с присвоением всем параметрам индекса i определяют величину $\bar{\varepsilon}_i(\bar{\sigma}_i)$.

Затем определяют переменные параметры упругости по формулам

$$E=\frac{\bar{\sigma}_i/\bar{\varepsilon}_i}{1+\dfrac{1-2\mu_0}{3E_0}\dfrac{\bar{\sigma}_i}{\bar{\varepsilon}_i}}; \quad (3.18)$$

$$\mu=0{,}5-(1-2\mu_0)E/2E_0. \quad (3.19)$$

Затем по новым значениям E и μ вновь вычисляют напряжения, интенсивность напряжений и т. д.

В качестве критерия сходимости процесса принимается условие, чтобы относительная ошибка величин переменных параметров упругости, определенных на двух последующих итерациях, не превышала заданной малой величины.

Согласно нормам проектирования магистральных трубопроводов расчет по деформативности ведется на нормативные нагрузки

и воздействия с учетом упругопластической работы металла труб, исходя из нормативного предела текучести. В связи с этим для расчета используются нормативная диаграмма растяжения, а при определении напряжений не учитывается их увеличение за счет минусового допуска и приближенности расчетной схемы, т. е. величина $\eta = 1$.

В соответствии с нормами предельное состояние при проверке деформативности формулируется в виде

$$\sqrt{\sigma^2_{\text{кц н}} + \sigma^2_{\text{пр н}} - \sigma_{\text{кц н}}\sigma_{\text{пр н}}} \leqslant \bar{R}_2;$$
$$\sigma_{\text{кц н}} \leqslant \bar{R}_2; \quad |\sigma_{\text{пр н}}| \leqslant \bar{R}_2, \tag{3.20}$$
$$\text{где} \quad \bar{R}_2 = mR_{2\text{н}}/0{,}9k_{\text{н}}.$$

Для прямолинейных и упругоизогнутых подземных и наземных (в насыпи) магистральных трубопроводов при отсутствии продольных и поперечных перемещений кольцевые и максимальные (в крайних фибрах сечения) продольные напряжения определяют по формулам

$$\sigma_{\text{кц. н}} = pD_{\text{вн}}/2\delta;$$
$$\sigma_{\text{пр. н}} = \mu\sigma_{\text{кц. н}} - \alpha E\Delta t \pm ED_{\text{н}}/2\rho. \tag{3.21}$$

На основании условий предельного состояния (3.20) и формул для определения напряжений (3.21) можно решить три задачи по нахождению:

толщины стенки трубы при заданном температурном перепаде и радиусе изгиба;

температурного перепада при заданной толщине стенки и радиусе изгиба;

радиуса изгиба при заданной толщине стенки и температурного перепада.

Переменный параметр упругости E и коэффициент поперечной деформации μ определяют, как и ранее, при расчете на прочность, но с использованием нормативной диаграммы $\sigma - \varepsilon$ и величины $\bar{R}_2$.

При заданном температурном перепаде Δt и радиусе упругого изгиба ρ толщина стенки

$$\delta = pD_{\text{н}}/2(R_{1*} + p), \tag{3.22}$$

где

$$R_{1*} = \min(\bar{R}_2,\ R_{\text{сж}*},\ R_{\text{рас}*}); \tag{3.23}$$
$$R_{\text{сж}*} = [-(0{,}5 - \mu)B + \sqrt{(1 + \mu + \mu^2)\bar{R}_2^2 - 0{,}75B^2}]/(1 + \mu + \mu^2); \tag{3.24}$$
$$R_{\text{рас}*} = [\bar{R}_2 + \alpha\Delta tE - (ED_{\text{н}}/2\rho)]/\mu; \tag{3.25}$$
$$B = \alpha\Delta tE + (ED_{\text{н}}/2\rho). \tag{3.26}$$

Если подкоренное выражение в (3.24) или значение $R_{\text{рас}*}$ получается отрицательным, то это свидетельствует о несовместимости исходных данных по радиусу изгиба и (или) температурному перепаду.

При заданной толщине стенки трубы и радиусе упругого изгиба температурный перепад определяют исходя из условий предельного состояния в крайних фибрах сечения.

Продольные напряжения от внутреннего давления и упругого изгиба в сжатой (с точки зрения изгиба) и растянутой зонах сечения

$$\sigma_{\text{сж.н}}(p, \rho)=\mu\sigma_{\text{кц.н}}-(ED_{\text{н}}/2\rho); \tag{3.27}$$

$$\sigma_{\text{рас.н}}(p, \rho)=\mu\sigma_{\text{кц.н}}+(ED_{\text{н}}/2\rho). \tag{3.28}$$

Искомый температурный перепад определяют по формулам

$$\Delta t=[\sigma_{\text{сж.н}}(p, \rho)+\psi_3\bar{R}_2]/\alpha E; \tag{3.29}$$

$$\Delta t=[\sigma_{\text{рас.н}}(p, \rho)-\bar{R}_2]/\alpha E \tag{3.30}$$

в зависимости от соотношений

$$\sigma_{\text{сж.н}}(p, \rho)/\psi_3\bar{R}_2>-1; \tag{3.31}$$

$$\sigma_{\text{рас.н}}(p, \rho)/\bar{R}_2<1. \tag{3.32}$$

В табл. 3.1 приведены указания, по какой из формул (3.29) или (3.30) определяется положительный $\Delta t_{(+)}$ и отрицательный $\Delta t_{(-)}$ температурные перепады в зависимости от выполнения условий (3.31) и (3.32).

При заданной толщине стенки и температурном перепаде (положительном или отрицательном) искомый радиус упругого изгиба определяется условием

$$\rho=\max(\rho_{\text{сж}}, \rho_{\text{рас}}), \tag{3.33}$$

где

$$\rho_{\text{сж}}=ED_{\text{н}}/[2(\psi_3\bar{R}_2+\mu\sigma_{\text{кц.н}}-\alpha\Delta tE)]; \tag{3.34}$$

$$\rho_{\text{рас}}=ED_{\text{н}}/[2(\bar{R}_2-\mu\sigma_{\text{кц.н}}+\alpha\Delta tE)]. \tag{3.35}$$

Если полученное значение радиуса по (3.33) меньше нуля, то это означает, что заданные исходные данные несовместимы.

Таблица 3.1

Определение температурных перепадов

Выполнение соотношений		Δt	Критерий
(3.31)	(3.32)		
Да	Да	$\Delta t_{(+)}$	по (3.29)
		$\Delta t_{(-)}$	по (3.30)
Да	Нет	$\Delta t_{(+)}$	min {(3.29), (3.30)}
		$\Delta t_{(-)}$	Не определяется
Нет	Да	$\Delta t_{(+)}$	Не определяется
		$\Delta t_{(-)}$	max {(3.29), (3.30)}
Нет	Нет	$\Delta t_{(+)}$	Не определяется
		$\Delta t_{(-)}$	Не определяется

При необходимости оценки выполнения предельных состояний по деформативности по заданным величинам толщины стенки, температурного перепада и радиуса упругого изгиба определение напряжений и их интенсивностей производится аналогично методу, изложенному при оценке предельных состояний по прочности, но с использованием всех нормативных, а не расчетных характеристик и нагрузок.

Для определения основных конструктивных параметров магистральных трубопроводов ВНИИСТом и ЮжНИИгипрогазом разработана программа ОКП-86.

Основные конструктивные параметры промысловых трубопроводов

Промысловые трубопроводы проектируют для транспорта продукта при давлениях до 40—50 МПа. При расчете магистральных трубопроводов, транспортирующих продукт до 9,8 МПа, не учитывают радиальные напряжения ввиду их относительной малости. При расчете промысловых трубопроводов влиянием радиальных напряжений (до 50 МПа) пренебречь нельзя. Поэтому предельные состояния записывают с учетом радиальных напряжений.

В качестве предельного состояния при проверке прочности промыслового трубопровода (при давлении более 9,8 МПа) принимают условие, при котором кольцевые напряжения σ_θ, продольные осевые напряжения σ_{za}, радиальные напряжения σ_r и их интенсивность σ_i не превышали расчетного сопротивления

$$\frac{1}{\sqrt{2}}\sqrt{(\sigma_\theta-\sigma_r)^2+(\sigma_r-\sigma_{za})^2+(\sigma_\theta-\sigma_{za})^2}\leqslant R_u;$$

$$\sigma_\theta\leqslant R_u;\ |\sigma_{za}|\leqslant R_u;\ |\sigma_r|\leqslant R_u, \tag{3.36}$$

где R_u — расчетное сопротивление растяжению (сжатию) материала труб и сварных сопротивлений по временному сопротивлению

$$R_u=\frac{R_{un}\gamma_c}{\gamma_m\gamma_n}; \tag{3.37}$$

R_{un} — нормативное сопротивление, которое принимается равным минимальному значению временного сопротивления согласно государственным стандартам или техническим условиям на трубы; γ_c и γ_m — коэффициент условия работы и коэффициент безопасности по материалу, которые принимаются по СНиП 2.05.06—85, как для магистральных трубопроводов; γ_n — коэффициент надежности по назначению, принимается равным для трубопроводов диаметром 1420 мм — 1,1; диаметром 1220 мм — 1,05; диаметром менее 1220 мм — 1.

Кольцевые и радиальные напряжения от расчетного давления определяют соответственно по формулам

$$\sigma_\theta = \frac{\gamma_{fp} p_n r_i^2}{r_e^2 - r_i^2}\left(1 + \frac{r_e^2}{r^2}\right); \tag{3.38}$$

$$\sigma_r = \frac{\gamma_{fp} p_n r_i^2}{r_e^2 - r_i^2}\left(1 - \frac{r_e^2}{r^2}\right). \tag{3.39}$$

Максимальные кольцевые и радиальные напряжения на внутренней поверхности трубы $r = r_i$

$$\max \sigma_\theta = \gamma_{fp} p \frac{\beta^2 + 1}{\beta^2 - 1}; \tag{3.40}$$

$$\max \sigma_r = -\gamma_{fp} p, \tag{3.41}$$

где

$$\beta = r_e / r_i. \tag{3.42}$$

Продольные осевые напряжения σ_{za} определяют от расчетных нагрузок и воздействий с учетом упругопластической работы металла труб методами строительной механики, отражающими физическую и геометрическую нелинейность системы.

В частности, для прямолинейных и упругоизогнутых участков подземных и наземных (в насыпи) трубопроводов при отсутствии продольных и поперечных перемещений продольные осевые напряжения определяют по формуле

$$\sigma_{za} = -\alpha E \Delta t + 2\mu \gamma_{fp} p_n \frac{1}{\beta^2 - 1}, \tag{3.43}$$

здесь γ_{fp} — коэффициент надежности по нагрузке (давлению); p_n — рабочее (нормативное) давление; r_e, r_i, r — соответственно наружный, внутренний и текущий радиус; E, μ — переменные параметры упругости и поперечного расширения; Δt — температурный перепад, положительный при нагревании.

Исходя из предельных состояний по прочности (3.36) и формул для определения компонентов напряжений, расчетную толщину стенки трубы определим из условия так, чтобы интенсивность напряжений при $\sigma_{za} = 0$ равнялась расчетному сопротивлению материала трубы. Тогда расчетная толщина стенки

$$t = d_e \frac{\beta_1 - 1}{2\beta_1}, \tag{3.44}$$

где

$$\beta_1 = \sqrt{\frac{1}{1 - 3\left(\frac{\gamma_{fp} p_n}{R_u}\right)^2}\left[1 + \frac{2\gamma_{fp} p_n}{R_u}\sqrt{1 - \frac{3}{4}\left(\frac{\gamma_{fp} p_n}{R_u}\right)^2}\right]}; \tag{3.45}$$

d_e — наружный диаметр трубы.

Предельно допустимый положительный температурный перепад, соответствующий расчетной толщине стенки, определенной по (3.44), находят из условия равенства нулю продольных осевых напряжений, а отрицательный — равенства продольных осевых напряжений расчетному сопротивлению

$$\Delta t=\frac{\mu R_u}{\alpha E}\frac{\gamma-1}{\sqrt{\gamma^2+\gamma+1}}, \tag{3.46}$$

где

$$\gamma=\frac{\beta_1^2+1}{\beta_1^2-1}; \tag{3.47}$$

E и μ — переменные параметры упругости, которые определяют по диаграмме растяжения материала трубы для напряжения, соответствующего расчетному. Методика расчета с учетом упругопластической работы металла труб для промысловых трубопроводов аналогична методике расчета магистральных трубопроводов.

Для предотвращения недопустимых пластических деформаций подземных и наземных (в насыпи) трубопроводов проверку необходимо выполнять из условия

$$\frac{1}{\sqrt{2}}\sqrt{(\sigma_{\theta n}-\sigma_{rn})^2+(\sigma_{rn}-\sigma_{zn})^2+(\sigma_{\theta n}-\sigma_{zn})^2}\leqslant R_y,$$

$$\sigma_{\theta n}\leqslant R_y,\ |\sigma_{zn}|\leqslant R_y,\ |\sigma_{rn}|\leqslant R_y, \tag{3.48}$$

где $\sigma_{\theta n}$ и σ_{rn} — тангенциальные (кольцевые) и радиальные напряжения от нормативного (рабочего) давления, определяемые по формулам (3.38) и (3.39) при $\gamma_{fn}=1$; σ_{zn} — максимальные суммарные продольные напряжения, определяемые от всех (с учетом их сочетания) нормативных нагрузок и воздействий с учетом перемещений трубопровода, физической и геометрической нелинейности системы. При определении переменных параметров упругости E и μ используют нормативную диаграмму деформирования.

В частности, для прямолинейных и упругоизогнутых участков трубопровода при отсутствии перемещений трубы максимальные продольные напряжения от нормативных нагрузок и воздействий — внутреннего давления, температурного перепада и упругого изгиба — определяют по формуле

$$\sigma_{zn}=-\alpha E\Delta t+\frac{2\mu p_n}{\beta^2-1}\pm\frac{Ed_e}{2\rho}, \tag{3.49}$$

где ρ — радиус упругого изгиба.

Расчетное сопротивление растяжению (сжатию) материала трубы исходя из нормативного предела текучести R_{yn} определяют по формуле

$$R_y=\frac{R_{yn}\gamma_c}{0{,}9\gamma_n}. \tag{3.50}$$

Если известна толщина стенки трубы и температурный перепад, то радиус упругого изгиба определяют исходя из предельного состояния (3.48) как максимальное значение, определенное по двум приведенным формулам

$$\rho_{сж} = Ed_e/2\left[\psi_3 R_y + \mu(\gamma-1)p - \alpha E\Delta t\right]; \quad (3.51)$$

$$\rho_{рас} = Ed_e/2\left[R_y - \mu(\gamma-1)p + \alpha E\Delta t\right], \quad (3.52)$$

где

$$\psi_3 = \sqrt{1-\frac{3}{4}(1+2\gamma+\gamma^2)\left(\frac{p}{R_u}\right)^2} - \frac{\gamma-1}{2}\frac{p}{R_y}. \quad (3.53)$$

Методика определения переменных параметров E и μ для промысловых трубопроводов аналогична методике их определения для магистральных трубопроводов. Особенностью этой методики применительно к промысловым трубопроводам является учет радиальных напряжений и определение интенсивности напряжений от всех трех компонентов.

Выбор профиля дна и оси траншеи при естественном (упругом) изгибе трубопровода

Под естественным изгибом трубопровода понимается поворот оси трубопровода в вертикальной или (и) горизонтальной плоскостях, осуществляемый в процессе строительства без применения кривых вставок (отводов, колен машинного гнутья). При повороте оси трубопровода в вертикальной плоскости изгиб в процессе строительства осуществляется за счет поперечной нагрузки. При укладке трубопровода на дно траншеи поперечная нагрузка складывается из массы трубопровода, массы балластирующих грузов (при их наличии) и выталкивающей силы воды (при укладке в частично или полностью обводненную траншею). При повороте оси трубопровода в горизонтальной плоскости изгиб в процессе строительства осуществляется за счет горизонтальной нагрузки от трубоукладчиков, однако фиксация трубопровода, свободно лежащего на дне траншеи, по ее оси, происходит за счет горизонтальной реакции грунта — сил трения.

Выбор профиля дна траншеи определяют условием прилегания трубопровода ко дну траншеи по всей длине волны изгиба, уровнем напряженного состояния в предэксплуатационный период, дополнительной нагрузкой (балластировкой) и условиями недопущения превышения всех предельных состояний в эксплуатационный период. Из всех этих условий безусловной является необходимость прилегания трубопровода ко дну траншеи, потому что остальные параметры определяются многими факторами: конструктивной схемой прокладки, уровнем других нагрузок и воздействий (внутренним давлением, температурным перепадом) и др.

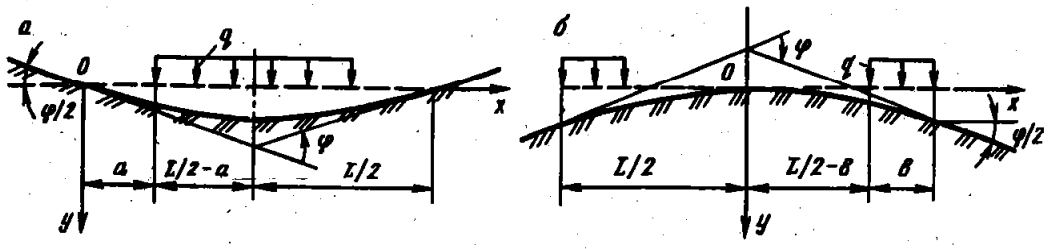


Рис. 3.1. Расчетная схема поворота оси трубопровода, в вертикальной плоскости, выполненного упругим изгибом

Для обеспечения условия прилегания трубопровода ко дну траншеи профиль дна траншеи следует принимать в соответствии с упругой линией трубопровода, обусловленной граничными условиями, поперечной нагрузкой и ее распределением. Поэтому будем рассматривать задачу об изгибе трубопровода под действием поперечной нагрузки. Однако следует подчеркнуть, что рассматривается задача с ограничением перемещений, поэтому под поперечной нагрузкой понимается равнодействующая внешней нагрузки и реакции основания под трубопроводом. Податливостью основания пренебрегают и оно считается абсолютно жестким.

В качестве расчетной схемы трубопровода принимается стержень трубчатого сечения, материал которого считается упругим, расчет ведется по недеформированной расчетной схеме без учета горизонтальных составляющих перемещений и поперечной нагрузки.

Задачу сформулируем следующим образом: найти упругую линию невесомого трубопровода заданной жесткости EI при его повороте в вертикальной плоскости во вогнутой (рис. 3.1, *а*) или выпуклой (рис. 3.1, *б*) кривой на заданный угол φ и наибольшую интенсивность поперечной распределенной нагрузки по заданному закону с ограничением максимальных изгибных напряжений.

Для получения экономичного решения в замкнутом виде здесь рассматривается распределение нагрузки по симметричному закону: участок с равномерно распределенной нагрузкой q и участок, на котором поперечная нагрузка равна нулю.

Исходя из принятых гипотез, уравнение равновесия для обоих участков имеет вид

$$EId^4y_{\mathrm{I}}/dx^4=0;\quad EId^4y_{\mathrm{II}}/dx^4=q. \tag{3.54}$$

Здесь индексом I и II обозначены перемещения соответственно на незагруженном и загруженном участках.

Рассмотрим случай упругого изгиба трубопровода в вертикальной плоскости выпуклостью вниз (вогнутая кривая). В соответствии с принятой системой координат (см. рис. 3.1, *а*) граничные условия и условия сопряжения обоих участков имеют вид

$$\begin{gathered}\text{при } x=0\ \ y_{\mathrm{I}}=0,\ \ y'_{\mathrm{I}}=\varphi/2,\ \ y''_{\mathrm{I}}=0;\\ \text{при } x=a\ \ y_{\mathrm{I}}=y_{\mathrm{II}},\ \ y'_{\mathrm{I}}=y'_{\mathrm{II}},\ \ y''_{\mathrm{I}}=y''_{\mathrm{II}},\ \ y'''_{\mathrm{I}}=y'''_{\mathrm{II}};\\ \text{при } x=L/2\ \ y'_{\mathrm{II}}=0,\ \ y'''_{\mathrm{II}}=0.\end{gathered} \tag{3.55}$$

Граничные условия на левом конце выражают условия сопряжения прямолинейного участка с кривой при абсолютно жестком основании под трубой, граничные условия посредине — условия симметрии.

Решение системы двух линейных дифференциальных уравнений четвертого порядка (3.54) содержит восемь произвольных постоянных. Неизвестным параметром является также длина волны изгиба. На основании решения уравнений (3.54), используя девять условий (3.55), находим все неизвестные. Тогда уравнение упругой линии трубопровода можно записать в виде

при $\xi=0\div n$

$$y=\frac{\varphi L'}{2}\xi+\frac{qL^4}{12EI}(2n-1)\xi^3; \tag{3.56}$$

при $\xi=n\div 0{,}5$

$$y=\frac{\varphi L}{2}n+\frac{qL^4}{2EI}\left(\frac{\xi}{12}-\frac{n^2\xi}{2}+\frac{n^2\xi^2}{2}-\frac{\xi^3}{6}+\frac{\xi^4}{12}-\frac{n}{12}+\frac{n^3}{2}+\frac{n^4}{4}\right). \tag{3.57}$$

Здесь введены следующие безразмерные параметры соответственно абсциссы и длины незагруженного участка

$$\xi=x/L,\quad n=a/L. \tag{3.58}$$

Длина волны изгиба определяется из решения нелинейного уравнения

$$qL^3(1-6n^2+4n^3)=12EI\varphi. \tag{3.59}$$

В практике проектирования напряженное состояние трубопровода принято характеризовать минимальным радиусом упругого изгиба ρ.

Используя зависимость изгибающего момента от кривизны

$$M=-EIy''=-EI/\rho \tag{3.60}$$

и учитывая, что максимальный изгибающий момент возникает посредине длины волны изгиба ($\xi=0{,}5$), получаем

$$qL^2(1-4n^2)=8EI/\rho. \tag{3.61}$$

Решая совместно (3.58) и (3.61), определяем длину волны изгиба и интенсивность нагрузки

$$L=\frac{3}{2}\varphi\rho\frac{1-4n^2}{1-6n^2+4n^3}; \tag{3.62}$$

$$q=\frac{32}{9}\frac{EI}{\varphi^2\rho^3}\frac{(1-6n^2+4n^3)^2}{(1-4n^2)^3}. \tag{3.63}$$

Суммарная необходимая нагрузка

$$\Phi=q(L-2a)=\frac{16}{3}\frac{EI}{\varphi\rho^2}\frac{1-6n^2+4n^3}{1+2n-4n^2+8n^3}. \tag{3.64}$$

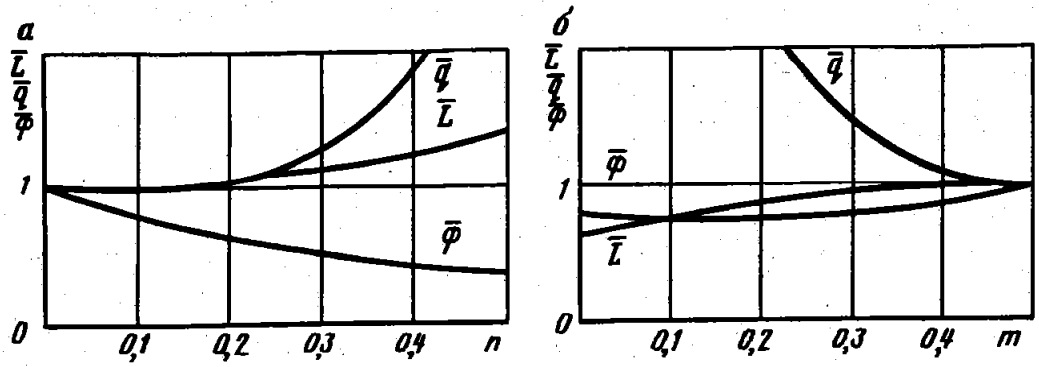


Рис. 3.2. Зависимость длины волны изгиба, интенсивности поперечной нагрузки и суммарной нагрузки от распределения нагрузки по длине

В частном случае при нагрузке по всей длине волны изгиба, т. е. при $n=0$, из полученных решений находим длину волны изгиба, интенсивность поперечной нагрузки и суммарную нагрузку

$$L_0=1{,}5\varphi\rho;\quad q_0=\frac{32}{9}\frac{EI}{\varphi^2\rho^3};\quad \Phi_0=\frac{16}{3}\frac{EI}{\varphi\rho^2}. \tag{3.65}$$

Уравнение упругой линии

$$y_0=\frac{3}{2}\varphi^2\rho\left(\frac{\xi}{2}-\xi^3+\frac{\xi^4}{4}\right)\quad \text{при}\quad \xi=0\div 1. \tag{3.66}$$

На рис. 3.2, *а* представлены графики зависимости безразмерных параметров длины волны изгиба $\bar{L}$, интенсивности поперечной нагрузки $\bar{q}$ и суммарной нагрузки $\bar{\Phi}$ от безразмерной длины незагруженного участка n при заданном значении угла поворота φ, минимального радиуса упругого изгиба ρ и жесткости трубы при изгибе EI. Безразмерные параметры выражены отношением соответствующих величин при $n\neq 0$ к величинам при равномерно распределенной нагрузке ($n=0$):

$$\bar{L}=L/1{,}5\rho\varphi,\quad \bar{q}=q/(32EI/9\varphi^2\rho^3),$$
$$\bar{\Phi}=\Phi/(16EI/3\varphi\rho^2). \tag{3.67}$$

Рассмотрим второй случай упругого изгиба в вертикальной плоскости выпуклостью вверх. В соответствии с принятой системой координат (см. рис. 3.1, *б*) граничные условия и условия сопряжения имеют вид

$$\text{при}\quad x=0\quad y_{\text{I}}=0,\quad y'_{\text{I}}=0;$$
$$\text{при}\quad x=L/2-b\quad y_{\text{I}}=y_{\text{II}},\quad y'_{\text{I}}=y'_{\text{II}},\quad y''_{\text{I}}=y''_{\text{II}},\quad y'''_{\text{I}}=y'''_{\text{II}};$$
$$\text{при}\quad x=L/2\quad y'_{\text{II}}=\varphi/2,\quad y''_{\text{II}}=0. \tag{3.68}$$

Граничные условия посредине выражают условие симметрии, в месте изменения нагрузки — условие сопряжения, в конце — условия примыкания к прямолинейной балке на жестком основании.

На основании решения системы уравнений (3.54) при граничных условиях (3.68) получаем уравнение упругой линии

при $\xi=0\div(0{,}5-m)$

$$y=\frac{qL^4}{2EI}\left(\frac{\xi^2 m}{2}-\frac{\xi^2 m^2}{2}-\frac{\xi^3 m}{3}\right); \tag{3.69}$$

при $\xi=(0{,}5-m)\div 0{,}5$

$$y=\frac{\varphi L}{2}\left(\xi-\frac{1}{2}-n\right)+\frac{qL^4}{EI}\left(\frac{1}{384}+\frac{m}{24}-\frac{3m^2}{16}+\frac{m^3}{4}-\frac{m^4}{8}-\frac{\xi}{48}+\frac{\xi^2}{16}-\frac{\xi^3}{12}+\frac{\xi^4}{24}\right). \tag{3.70}$$

Здесь $m=b/L$ — безразмерный параметр длины загруженной части.

Длина волны изгиба, интенсивность поперечной нагрузки и суммарная пригрузка в зависимости от угла поворота и минимального радиуса упругого изгиба определяются выражениями

$$L=6\varphi\rho\frac{1-m}{3-6m+4m^2}; \tag{3.71}$$

$$q=\frac{1}{18}\frac{EI}{\varphi^2\rho^3}\frac{(3-6m+4m^2)^2}{m(1-m)^3}; \tag{3.72}$$

$$\Phi=\frac{3}{2}\frac{EI}{\varphi\rho^2}\frac{3-6m+4m^2}{(1-m)^2}. \tag{3.73}$$

В частном случае при равномерно распределенной нагрузке по длине волны изгиба, т. е. при $m=0{,}5$ длина волны, интенсированность поперечной нагрузки и суммарная нагрузка, как следует из (3.71)—(3.73) равны

$$L_0=3\varphi\rho;\quad q_0=8EI/9\varphi^2\rho^3;$$
$$\Phi_0=8EI/3\varphi\rho^2. \tag{3.74}$$

Уравнение упругой линии имеет вид

$$y_0=\frac{3}{2}\varphi^2\rho(3\xi^2-4|\xi|^3+2\xi^4)\quad\text{при}\quad\xi=(-0{,}5)\div(+0{,}5). \tag{3.75}$$

На рис. 3.2, *б* представлены зависимости безразмерных параметров $\bar{L}=L/L_0$, $\bar{q}=q/q_0$ и $\bar{\Phi}=\Phi/\Phi_0$ от $m=b/L$.

Полученные решения позволяют определять профиль дна траншеи и пригрузку для выполнения поворота трубопровода в вертикальной плоскости при заданном угле поворота и минимальном радиусе изгиба.

Выбор всех параметров при упругом изгибе определяет рациональность конструктивного решения. Во всех случаях необходимо назначать эти параметры из условия ограничения напряжений и обеспечения устойчивости трубопровода. С увеличением радиуса упругого изгиба уменьшаются не только напряжения, возникающие в процессе укладки, но и напряжения, обусловленные эксплуатационные нагрузками (давлением и температурой). Увеличение угла поворота приводит к увеличению напряжений. В то же время уменьшение радиуса упругого

изгиба приводит к увеличению объема земляных работ, а увеличение угла поворота и радиуса — к уменьшению пригрузки. Методом вариантного проектирования можно найти рациональное конструктивное решение.

Рассмотрим наиболее распространенный случай укладки трубопровода в необводненную траншею, когда изгиб трубопровода осуществляется под действием его веса. В этом случае при принятом угле поворота оси трубы или наоборот, радиусе можно найти или соответствующие минимальные радиус или угол поворота, исходя только из условия обеспечения прилегания трубопровода ко дну траншеи:

для вогнутой кривой

$$\rho_{min} = \sqrt[3]{32EI/9q_{тр}\varphi^2}; \tag{3.76}$$

$$\varphi_{min} = \sqrt{32EI/9q_{тр}\rho^3}; \tag{3.77}$$

для выпуклой кривой

$$\rho_{min} = \sqrt[3]{8EI/9q_{тр}\varphi^2}; \tag{3.78}$$

$$\varphi_{min} = \sqrt{8EI/9q_{тр}\rho^3}, \tag{3.79}$$

где $q_{тр}$ — вес единицы длины трубы.

При заданном повороте и радиусе упругого изгиба необходимо определить по формулам (3.65) — для вогнутой кривой или по (3.74) — для выпуклой кривой необходимую интенсивность нагрузки. Если эта величина меньше или равна весу единицы длины трубопровода, то обеспечивается укладка трубопровода. Профиль дна траншеи при этом назначается в соответствии с упругой линией изгиба трубы по (3.66) или (3.75).

Однако если $q_0 < q_{тр}$, то можно получить более рациональное решение с точки зрения уменьшения общей пригрузки. Это следует из графиков рис. 3.2, так при $n \neq 0$ или при $m \neq 0{,}5$ суммарная пригрузка $\bar{\Phi}$ меньше, чем для случая равномерно распределенной нагрузки по длине. Для определения искомых параметров профиля дна траншеи, приняв $q = q_{тр}$, определяется безразмерный параметр $\bar{q}_1$. Далее по графику рис. 3.2 определяем безразмерный параметр n или m. По значениям уравнение n и m по соответствующим формулам определяем уравнение упругой линии, длину волны изгиба и другие параметры, необходимые для проектирования.

При наличии балластировки трубопровода грузами рационально их размещать на участках пригрузки, изображенных на рис. 3.1. В связи с увеличением параметра $\bar{q}$, как следует на рис. 3.2, уменьшается и общая пригрузка Ф. Отметим, что для выпуклых участков трубопроводов уменьшается и длина волны изгиба.

В нормах проектирования магистральных трубопроводов приведены полученные здесь формулы только для частного случая — при равномерной балластировке по длине волны изгиба.

Рассмотрим задачу выбора очертания оси траншеи в плане на участке упругого изгиба трубопровода в горизонтальной плоскости. Задачей является нахождение уравнения оси трубопровода в упруго-изогнутом состоянии при заданном угле поворота оси трассы только под действием распределенной силы трения трубопровода о грунт при отсутствии касания между стенками траншеи и трубопроводом.

Вопрос определения параметров трубопровода при упругом изгибе в горизонтальной плоскости рассмотрен Б. В. Самойловым и И. В. Березиной. Полученное ими решение соответствует наличию по краям примыкания изогнутого участка к прямолинейным сосредоточенной опорной реакции, так как при принятой ими постоянной силе трения по длине изогнутого участка ($q_{тр}=\text{const}$) третья производная упругой линии в этих точках не равна нулю. Принятые ими гипотезы при решении задачи определения упругой линии трубопровода могут привести и к количественным ошибкам при больших углах поворота.

Нами предлагается иной подход. Будем считать, что силы трения по длине волны изгиба, возникающие при упругом отпоре изогнутого трубопровода, взаимно уравновешены, тогда реакции по краям примыкания изогнутой оси к прямолинейным участкам равны нулю, а между нагруженными участками имеет место чистый изгиб, при котором кривизна постоянна. Таким образом, вся кривая изгиба будет состоять из двух участков переменной кривизны, симметрично расположенных по краям, и участка постоянной кривизны. Расчетная схема трубопровода, рассматриваемая как балка с заданной изгибной жесткостью EI, распределенными силами трения $q_{тр}$, показана на рис. 3.3. При принятой системе координат уравнения равновесия для участка I и II имеют вид

$$EIy_{I}^{IV}=q_{тр};\ EIy_{II}^{IV}=-q_{тр}. \tag{3.80}$$

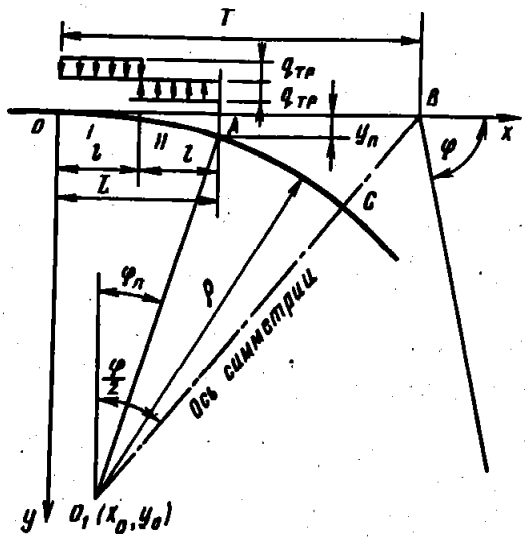


Рис. 3.3. Расчетная схема поворота оси трубопровода в горизонтальной плоскости, выполненного упругим изгибом

Решение соответствующих уравнений (3.80) можно записать в виде

$$y_{\text{I}}=\sum_{i=0}^{3} C_i x^i+\frac{q_{\text{тр}}x^4}{24EI};\quad y_{\text{II}}=\sum_{i=0}^{3} D_i x^i-\frac{q_{\text{тр}}x^4}{24EI}, \tag{3.81}$$

где C_i и D_i — произвольные постоянные.

Граничные условия, ввиду отсутствия по концам $(x=0)$ изгибающих моментов и поперечных сил, и условия сопряжения имеют вид

$$\text{при } x=0 \quad y_{\text{I}}=0;\ y'_{\text{I}}=0;\ y''_{\text{I}}=0;\ y'''_{\text{I}}=0; \tag{3.82}$$

$$\text{при } x=l \quad y_{\text{I}}=y_{\text{II}};\ y'_{\text{I}}=y'_{\text{II}};\ y''_{\text{I}}=y''_{\text{II}};\ y'''_{\text{I}}=y'''_{\text{II}}. \tag{3.83}$$

После решения уравнений (3.80) и нахождения произвольных постоянных получаем:

для первого участка

$$y_{\text{I}}=q_{\text{тр}}x^4/24EI;\ y'_{\text{I}}=q_{\text{тр}}x^3/6EI;\ y''_{\text{I}}=q_{\text{тр}}x^2/2EI;\ y'''_{\text{I}}=q_{\text{тр}}x/EI; \tag{3.84}$$

для второго участка

$$y_{\text{II}}=-\frac{q_{\text{тр}}l^4}{12EI}+\frac{q_{\text{тр}}l^3x}{3EI}-\frac{q_{\text{тр}}l^2x^2}{2EI}+\frac{q_{\text{тр}}lx^3}{3EI}-\frac{q_{\text{тр}}x^4}{24EI}; \tag{3.85}$$

$$y'_{\text{II}}=\frac{q_{\text{тр}}l^3}{3EI}-\frac{q_{\text{тр}}l^2x}{EI}+\frac{q_{\text{тр}}lx^2}{EI}-\frac{q_{\text{тр}}x^3}{6EI}; \tag{3.86}$$

$$y''_{\text{II}}=-\frac{q_{\text{тр}}l^2}{EI}+\frac{2q_{\text{тр}}lx}{EI}-\frac{q_{\text{тр}}x^2}{2EI}; \tag{3.87}$$

$$y'''_{\text{II}}=\frac{2q_{\text{тр}}l}{EI}-\frac{q_{\text{тр}}x}{EI}. \tag{3.88}$$

При заданном угле поворота оси трассы φ, минимальном радиусе изгиба ρ, интенсивности величины силы трения $q_{\text{тр}}$, которую можно принять пропорциональной (коэффициент пропорциональности — коэффициент трения) нормальному давлению, можно определить длину переходной кривой L. При укладке трубопровода в сухую траншею нормальное давление можно принять равным весу единицы длины трубопровода, при укладке в обводненную траншею — отрицательной плавучести трубопровода.

Исходя из гипотезы плоских сечений и того, что при малых углах наклона упругой оси кривизна $1/\rho=y''$, и используя выражение (3.87), определим искомую длину

$$l=\sqrt{EI/q_{\text{тр}}\rho}, \tag{3.89}$$

где ρ — заданный радиус трубопровода на участке чистого изгиба, т. е. при $x\geqslant 2l$.

Из условия (3.85), зная по (3.89) величину l, определим перемещение в точке A, т. е. при $x=2l$

$$y_{\text{п}}=7EI/12\rho^2 q_{\text{тр}}. \tag{3.90}$$

Из условия (3.86) определим угол поворота сечения A, т. е. при $x=2l$

$$\varphi_{\text{п}}=q_{\text{тр}}l^3/EI. \tag{3.91}$$

Так как третий участок AC представляет собой зону чистого изгиба ($\rho=\text{const}$), то координаты центра окружности O_1 на третьем участке

$$x_0=2l-\rho\sin\varphi_{\text{п}};\quad y_0=y_{\text{п}}+\rho\cos\varphi_{\text{п}}. \tag{3.92}$$

Ордината круговой кривой

$$y=y_0-\sqrt{\rho^2-(x-x_0)^2}. \tag{3.93}$$

В практике проектирования необходимо определять также параметр T, называемый тангенсом и определяющий длину от начала кривой O до вершины угла поворота оси B, а также параметр $Б$, называемого биссектрисой и определяющий длину отрезка BC по направлению радиуса от вершины поворота оси трассы до вершины поворота оси трубы. Эти величины определяют по формулам

$$T=2l+\rho(\operatorname{tg}\varphi/2-\sin\varphi_{\text{п}}); \tag{3.94}$$

$$Б=\rho\left(\frac{\cos\varphi_{\text{п}}+y_{\text{п}}/\rho}{\cos\varphi/2}-1\right). \tag{3.95}$$

Таким образом, уравнение оси траншеи определяют на участке от $x=0$ до $x=l$ по формуле (3.84), где l находят из формулы (3.89), на участке от $x=l$ до $x=2l$ — по формуле (3.85), а на третьем круговом участке — по формуле (3.93), где x_0 и y_0 определяют по формуле (3.92).

Определим минимальный угол поворота оси трассы при заданной силе трения $q_{\text{тр}}$ и минимальном радиусе упругого изгиба. Этот случай соответствует отсутствию участка чистого изгиба, т. е. угол $2\varphi_{\text{п}}=\varphi_{\min}$. Подставив в (3.91) значение по (3.89), находим

$$\varphi_{\min}=\frac{2\sqrt{EI}}{\sqrt{q_{\text{тр}}\rho^3}}. \tag{3.96}$$

Минимально необходимая сила трения для выполнения поворота на заданный угол φ при минимальном радиусе упругого изгиба ρ

$$q_{\text{тр}\min}=4EI/\varphi^2\rho^3. \tag{3.97}$$

В некоторых случаях необходимо определять минимальный радиус упругого изгиба из условия прилегания трубопровода ко дну траншеи при заданном угле поворота φ в горизонтальной плоскости и силе трения $q_{\text{тр}}$. Искомый радиус

$$\rho_{\min}=\sqrt[3]{\frac{4EI}{q_{\text{тр}}\varphi}}. \tag{3.98}$$

ГЛАВА 4

РАСЧЕТНЫЕ МОДЕЛИ ГРУНТА, ВЗАИМОДЕЙСТВУЮЩЕГО С ТРУБОПРОВОДОМ

Физико-механические характеристики талого грунта

Для определения количественных параметров взаимодействия подземных трубопроводов с грунтом необходимы данные по его физико-механическим характеристикам, а также ряд параметров, определяющих нагрузки и воздействия на трубопровод, связанные с изменением инженерно-геологических и гидрогеологических условий. Эти характеристики определяются на основании инженерных изысканий трассы и прогнозирования изменений грунтовых условий во времени, связанных со строительством и дальнейшей эксплуатацией трубопровода.

Под инженерными изысканиями следует понимать комплексный производственный процесс, обеспечивающий строительное проектирование исходными данными о природных и инженерно-геологических условиях трассы будущего трубопровода. Учитывая особенности трубопровода как линейного сооружения и ограниченность данных по длине, целесообразно уточнять исходные параметры, принятые при проектировании, на основании данных, получаемых в процессе производства земляных работ. Это в первую очередь относится к характеристикам грунта засыпки и уровня обводнения.

При изысканиях следует руководствоваться не только нормативными документами, относящимися непосредственно к изысканиям и исследованиям грунтов для строительства, но документами, регламентирующими нормы проектирования магистральных трубопроводов, конструкций, заглубленных в грунт, а также правилами производства и приемки земляных работ. При проведении инженерных изысканий и прогнозировании следует учитывать конструктивное решение трубопровода, технологические параметры — температуру транспортируемого продукта, а также способы закрепления трубопровода — типы анкеров и балластировочных грузов.

На основании инженерных изысканий и в соответствии с ГОСТом на классификацию грунтов по комплексу признаков устанавливаются классы, группы, подгруппы, типы, виды и разновидности грунтов. Физические характеристики грунта определяют по действующим ГОСТам. В связи с введением новой терминологии под плотностью грунта ρ следует понимать отношение массы грунта, включая массу воды в его порах, к занимаемому этим грунтом объему; плотность сухого грунта ρ_d — отношение массы сухого грунта (исключая массу воды в его порах) к занимаемому этим грунтом объему; плотность частиц грунта ρ_s — отношение массы сухого грунта (исключая массу воды в его порах) к объему твердой части грунта. При расчетах часто

используются понятия: удельный вес грунта γ, удельный вес сухого грунта γ_g и удельный вес частиц грунта γ_s, которые определяют умножая соответствующие плотности на ускорение свободного падения. Ориентировочные значения плотностей частиц грунта ρ_s для грунтов, не содержащих водорастворимых солей и органических примесей, можно принимать равными: для песка — 2,66; супеси — 2,7; суглинка — 2,71 и глины — 2,74 г/см^3.

Основными параметрами механических свойств грунтов, определяющих напряженное деформированное состояние подземных трубопроводов, являются угол внутреннего трения φ, удельное сцепление c, модуль деформации грунтов E, предел прочности на одноосное сжатие R и др.

Методы определения деформационных и прочностных характеристик, которые характеризуют каждый выделенный по трассе трубопровода инженерно-геологический элемент, изложены в соответствующих ГОСТах, перечень которых приведен в СНиП 2.02.01—83. Отметим только, что при определении прочностных характеристик φ и c грунтов, для которых прогнозируется повышение их влажности, образцы грунтов предварительно насыщаются водой до значений влажности, соответствующих прогнозу. Модуль деформации E, полученный в полевых условиях при природной влажности, уточняется на основе компрессионных испытаний с грунтом прогнозируемой влажности.

Нормативные и расчетные значения характеристик грунта устанавливаются на основе статистической обработки результатов испытаний по методике, изложенной в ГОСТ 20522—75.

Все расчеты трубопроводов на прочность и устойчивость должны выполняться с использованием расчетных значений прочностных характеристик: удельного сцепления, угла внутреннего трения и плотности грунта, которые равны соответствующим значениям нормативных характеристик, деленным на коэффициент надежности по грунту γ_g.

Коэффициент безопасности по грунту γ_g устанавливается в зависимости от изменчивости характеристик, числа определений и значений доверительной вероятности α, которую можно принимать равной 0,95 для трубопроводов категории В, 0,9 — для категории I и II и 0,85 — для категории III и IV.

Для предварительных расчетов, а также для окончательных расчетов трубопроводов, относящихся ко II классу по давлению, III и IV классам по диаметру (согласно классификации СНиП 2.05.06—85), по нашему мнению, допускается определять нормативные и расчетные значения прочностных и деформационных характеристик грунтов по их физическим характеристикам в соответствии с рекомендациями СНиП 2.02.01—83.

Для расчета трубопроводов используется также деформационный параметр μ — коэффициент Пуассона грунта, который принимается равным: для крупнообломочных грунтов — 0,27; песков и супесей — 0,3; суглинков — 0,35; глин — 0,42.

Прочностные характеристики грунтов обычно определяются для грунтов ненарушенной структуры. Для грунтов обратной засыпки расчетные значения удельного сцепления c_0 и угла внутреннего трения φ_0 принимаются равными: $c_0=\eta c_1$, $\varphi_0=\eta\varphi_1$, где c_1 и φ_1 — расчетные значения соответственно удельного сцепления и угла внутреннего трения природного сложения; η — коэффициент, принимаемый в зависимости от плотности грунта ρ (засыпки):

ρ, т/м^3	1,55	1,7
η:		
пески, кроме пылеватых, влажных и насыщенных водой	0,5	0,8
пылевато-глинистые грунты при показателе текучести $I_L \leqslant 0{,}5$	0,4	0,6

Значение коэффициента η для пылеватых песков, влажных, глин и суглинков при показателе текучести $0{,}5 < I_L \leqslant 0{,}75$ и супесей при $0{,}5 < I_L \leqslant 1$ должно быть понижено на 15%.

Сопротивление грунта продольным перемещениям трубы

Самой простейшей расчетной моделью грунта при продольных перемещениях трубы является линейная модель. Эта модель впервые была предложена проф. В. А. Флориным и исходит из того, что сопротивление грунта прямо пропорционально продольным перемещениям. С использованием этой модели был решен ряд практических задач. Однако, как показали проведенные различными авторами исследования, эту модель можно использовать только при рассмотрении «малых» перемещений, так как при «больших» перемещениях имеет место существенная нелинейность между сопротивлением и перемещением. Жесткопластическая модель грунта, в которой принимается сопротивление грунта постоянным, может использоваться при решении задач, где рассматриваются большие перемещения.

Использование нелинейных моделей позволяет существенно повысить точность результатов расчета.

Проведено большое число экспериментальных исследований по установлению расчетной модели грунта и ее количественных параметров. Эксперименты проводились как на моделях трубопровода, так и в реальных условиях. Следует отметить, что количественные характеристики, полученные на моделях, не всегда отражают условия работы трубопровода. Объясняется это тем, что на механические и физические свойства грунта, как физического тела, оказывают влияние нагрузки, обусловленные массой грунта. Поэтому при моделировании взаимодействия сооружения (трубопровода) с грунтом необходимо, как указывал проф. Г. И. Покровский, воспроизводить то поле напряжений, которое обусловлено действием силы тяжести.

На рис. 4.1 и 4.2 приведены результаты четырех из проведенных нами экспериментов по определению зависимости сопротивления грунта от продольных перемещений трубы. По оси абсцисс отложены

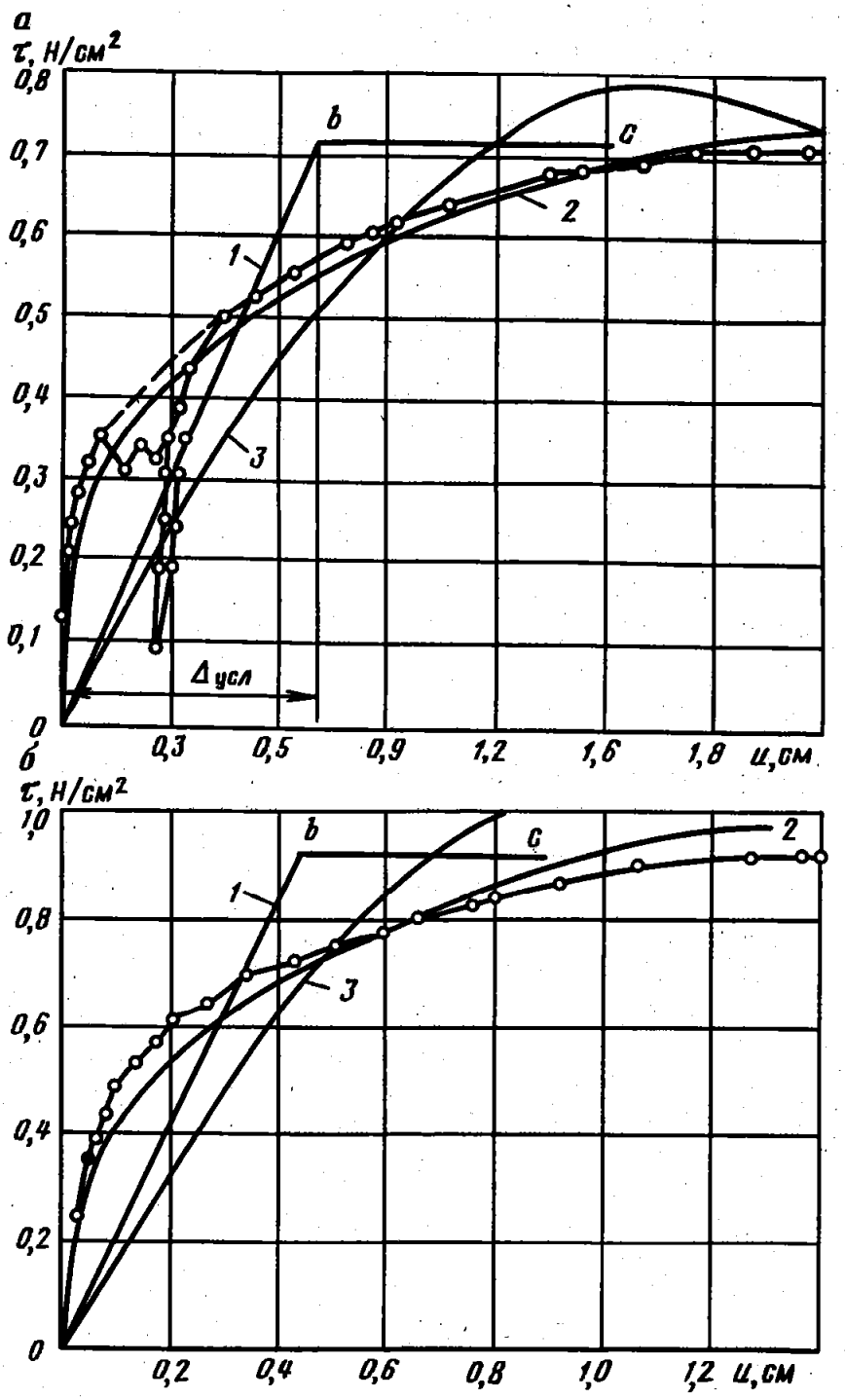


Рис. 4.1. Диаграмма «сопротивление песчаного грунта — продольное перемещение»:

а — диаметр 720 мм, высота засыпки 100 см; *1* — при $\tau = 1{,}2\ u$; *2* — при $\tau = 0{,}59\ u^{0{,}27}$; *3* — при $\tau = 0{,}8 \sin u$; *б* — диаметр 529 мм, высота засыпки 120 см; *1* — при $\tau = 2{,}1\ u$; *2* — при $\tau = 0{,}93\ u^{0{,}34}$; *3* — при $\tau = 1{,}05 \sin 1{,}54\ u$

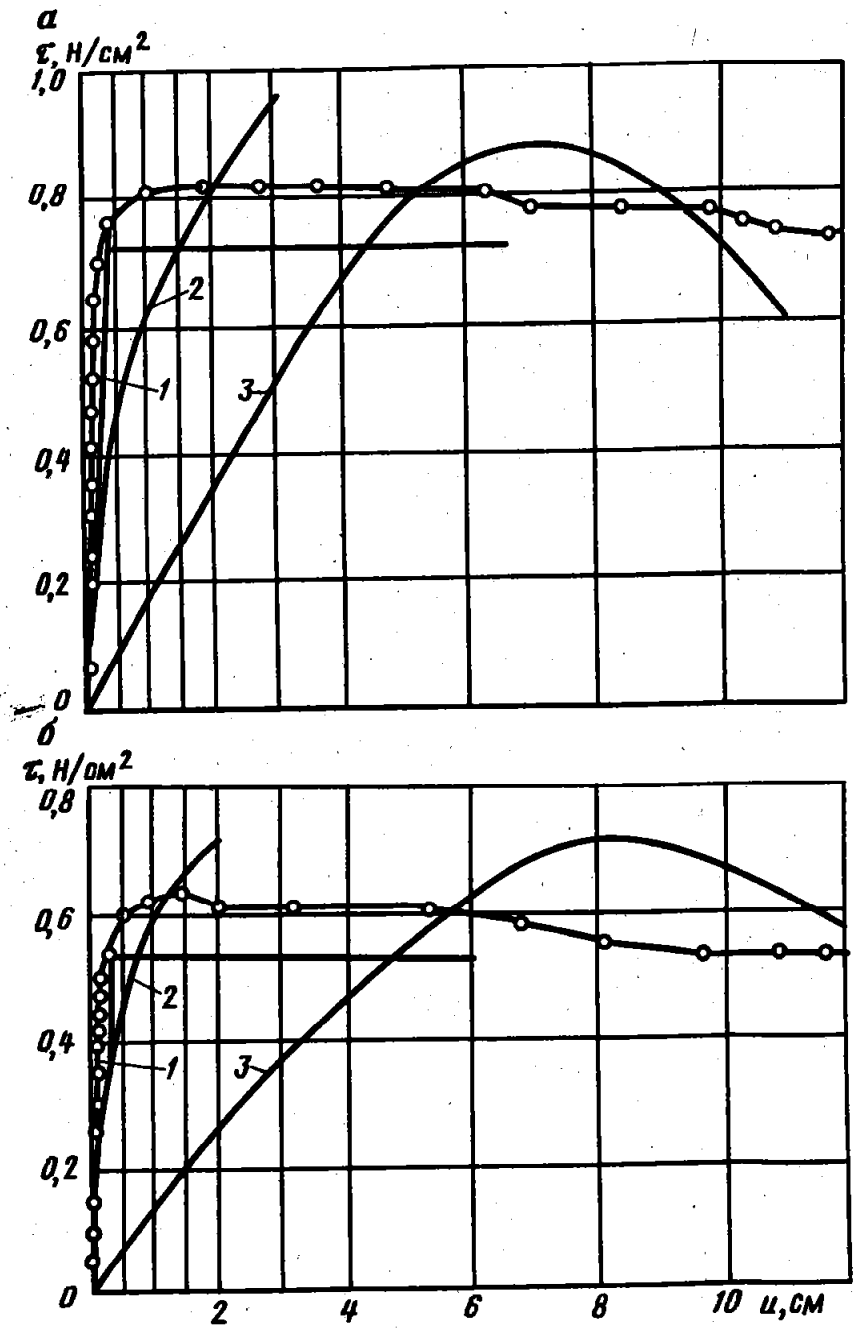


Рис. 4.2. Диаграмма «сопротивление глинистого грунта — продольное перемещение»:
а — диаметр 273 мм, высота засыпки 80 см; *1* — при $\tau = 2{,}45\,u$; *2* — при $\tau = 0{,}63\,u^{0.4}$; *3* — при $\tau = 0{,}88 \sin 0{,}216\,u$; *б* — диаметр 325 мм, высота засыпки 40 см; *1* — при $\tau = 2{,}4\,u$; *2* — при $\tau = 0{,}58\,u^{0.28}$; *3* — $\tau = 0{,}71 \sin 0{,}184\,u$

продольные перемещения отрезка трубы, как недеформируемого тела, по оси ординат — средние значения сопротивлений грунта сдвигу по периметру трубы на ее единицу длины. Общая качественная характеристика зависимости сопротивления грунта от продольного сопротивления трубы соответствует приведенным диаграммам. На диаграммах можно выделить три участка. Первый участок соответствует стадии, на которой между сопротивлением и перемещением имеется почти линейная зависимость. Это — первая фаза (по Н. М. Герсеванову и Н. А. Цытовичу) напряженного состояния грунта — фаза уплотнения, когда грунт уплотняется и приобретает свойства упругого тела. На втором участке пропорциональность между сопротивлением и перемещением нарушается, что соответствует второй фазе, на которой доля упругих деформаций уменьшается и происходит нарастание остаточных деформаций. Этот факт иллюстрируется полученными при экспериментах петлями гистерезиса (рис. 4.1, *а*). Наконец, третий участок — прямая, которая характеризует равномерное движение отрезка трубы. Это третья фаза напряженного состояния грунта. Она характеризует работу грунта в стадии предельного равновесия, т. е. когда между трубой и грунтом установилась пластическая связь, которая описывается свойством пластического тела Прандтля — Кулона.

Как показали эксперименты (см. рис. 4.2) для связных грунтов (при сцеплении $c_{гр} > 0$) предельное сопротивление грунта сдвигу уменьшается по сравнению с максимальным. Этот факт отмечен П. П. Бородавкиным и В. Д. Тараном при проведении опытов на моделях. Касаясь природы этого явления, Н. Н. Маслов отмечает, что сцепление, определяемое лабораторными испытаниями грунтов, состоит из двух слагаемых: необратимого сцепления и связности водно-коллоидной природы обратимого характера. На предельное сопротивление грунта сдвигу оказывает влияние только необратимое сцепление. Специально поставленные опыты, проведенные Б. Н. Жемочкиным, также показали, что при медленном движении нарушенные силы сцепления не восстанавливаются.

Таким образом, качественный характер взаимодействия трубопровода и грунта при продольных перемещениях можно описать следующей схемой. Для возникновения состояния предельного равновесия происходит деформация структуры грунта, и касательные напряжения являются функцией перемещений. При дальнейшем росте перемещений касательные напряжения остаются постоянными, притом их максимальная величина ограничивается напряжением сдвига грунта, а минимальная — трением структуры.

Рассмотрим одну из возможных нелинейных зависимостей сопротивления грунта от перемещения в области упругопластических деформаций грунта в виде

$$\tau_x = c u_x^z, \qquad (4.1)$$

где τ_x — сопротивление грунта, приходящееся на единицу площади; c — коэффициент, характеризующий максимальное значение сопротивления грунта; z — показатель нелинейности; u_x — продольное перемещение.

Имея результаты экспериментальных исследований, для определения искомых параметров c и z можно воспользоваться способом наименьших квадратов. При этом необходимо решить систему нелинейных уравнений. Воспользуемся способом определения параметров уравнения, предложенным Б. П. Демидовичем. Сущность его заключается в следующем: искомая кривая, описываемая уравнением (4.1), проходит через одну из характерных точек, в нашем случае через точку с координатами u_{max} и τ_{max}. Тогда уравнение (4.1) можно представить в виде

$$\tau_x = \tau_{max}(u_x/u_{max})^z, \tag{4.2}$$

где τ_{max} — максимальное сопротивление грунта сдвигу; u_{max} — перемещение, соответствующее величине τ_{max}.

Используя способ наименьших квадратов и приняв в качестве меры отклонения величину

$$s_m = \sum_{i=1}^{n} (\ln c + z \ln u_i - \ln \tau_i)^2, \tag{4.3}$$

находим из независимых выражений коэффициенты уравнения (4.1)

$$z = \frac{\sum_{i=1}^{n} \ln u_i/u_{max} \cdot \ln \tau_i/\tau_{max}}{\sum_{i=1}^{n} \ln^2 u_i/u_{max}};$$

$$c = \tau_{max}/u_{max}^z. \tag{4.4}$$

Для каждого из опытов, имея n экспериментальных точек, определяют искомые параметры z и c.

Приведем данные, полученные нами на основании проведенных 58 экспериментов с трубами диаметром от 114 до 729 мм. Используя теорию математической статистики, определим доверительный интервал параметров с заданной надежностью P. Считая, что результаты всех измерений подчиняются нормальному распределению, доверительный интервал величины z определяется по формуле

$$\bar{z} - t\frac{s_n}{\sqrt{n}} < z < \bar{z} + t\frac{s_n}{\sqrt{n}}, \tag{4.5}$$

здесь $\bar{z}$ — среднее значение коэффициента, $\bar{z} = \sum_{i=1}^{n} z_i/n$; $t = t(P, n)$ — функция заданной вероятности (надежности оценки) и числа измерений (опытов) n; значение t определяется по таблицам интеграла вероятности; s_n — выборочный стандарт,

$$s_n = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} (z_i - \bar{z})^2/(n-1)}.$$

Обрабатывая результаты каждого из опытов и всех экспериментов, находим, что истинные значения искомых параметров с надежностью $P=0{,}9$ составляют:

для песчаных грунтов

$$0{,}278<z<0{,}33;$$

$$0{,}0477<c<0{,}0605;$$

для глинистых грунтов

$$0{,}233<z<0{,}298;$$

$$0{,}0552<c<0{,}0756.$$

Как показали проведенные исследования и расчеты, в большинстве случаев зависимость сопротивления грунта от продольных перемещений в области упругопластических деформаций можно линеаризировать с помощью обобщенного коэффициента касательного сопротивления грунта c_{x0} и представить искомую зависимость в виде

$$\tau_x=c_{x0}u_x, \tag{4.6}$$

т. е. считать показатель нелинейности z в уравнении (4.1) равным единице. Отметим, однако, существенное различие между параметрами c в уравнении (4.1) и c_{x0} в уравнении (4.6).

Обобщенный коэффициент касательного сопротивления грунта, отражающий его упругопластические деформации, определяем по имеющимся экспериментальным диаграммам $\tau=\tau(u)$ по способу, предложенному проф. Н. К. Снитко для определения обобщенного коэффициента сжатия. Для этого истинную диаграмму зависимости сопротивления грунта от продольных перемещений заменяем идеализированной, построенной по аналогии с диаграммой Прандтля. Зная предельное сопротивление грунта сдвигу, определим обобщенный коэффициент из условия минимума ошибки. Для этого из начала координат проведем ломаную *obc* (см. рис. 4.1) так, чтобы площади, образованные экспериментальной кривой и ломаной линией были равны. Обобщенный коэффициент касательного сопротивления грунта c_{x0} вычисляется как отношение $\tau_{пр}/\Delta_{усл}$, где $\Delta_{усл}$ — перемещение, соответствующее предельному сопротивлению грунта сдвигу.

На основании проведенных нами и опубликованных в литературе результатов экспериментов, а также существующей нормативной классификации грунтов составлена таблица рекомендуемых значений обобщенного коэффициента касательного сопротивления грунта (табл. 4.1).

Отметим, что учет упругопластической работы грунта с помощью обобщенного линейного коэффициента обычно дает удовлетворительные результаты для практических расчетов. Применение более точной аппроксимации для этого диапазона зависимости сопротивлений от перемещений обычно возникает при решении обратной задачи, когда

Таблица 4.1

Значения обобщенного коэффициента касательного сопротивления грунта c_{x0}, МПа/см

Виды грунтов	Пределы нормативных значений консистенции грунтов	Коэффициент пористости				
		0,5	0,5—0,6	0,61—0,7	0,71—0,8	0,8
Пески гравелистые, крупные и средней крупности	—	0,033	0,03	0,027	0,025	0,025
Пески мелкие и пылеватые	—	0,025	0,021	0,021	0,019	0,019
Супеси	$0 \leqslant I_L \leqslant 0{,}25$	0,035	0,033	0,03	0,030	0,03
	$0{,}25 < I_L \leqslant 0{,}75$	0,035	0,032	0,03	0,025	0,025
Суглинки	$0 \leqslant I_L \leqslant 0{,}3$	0,038	0,035	0,035	0,032	0,03
	$0{,}3 < I_L \leqslant 0{,}75$	0,035	0,033	0,03	0,025	0,02
Глины	$0 < I_L \leqslant 0{,}3$	0,04	0,038	0,035	0,033	0,03
	$0{,}3 < I_L \leqslant 0{,}75$	0,045	0,04	0,035	0,03	0,03

по результатам фактических перемещений сечений напряженного трубопровода определяется его напряженное состояние.

Важнейшим параметром, характеризующим диаграмму «сопротивление грунта — продольное перемещение», является предельное сопротивление грунта сдвигу $\tau_{пр}$.

Предельное сопротивление грунта сдвигу зависит от радиальных составляющих давления грунта по поверхности трубы и от сцепления грунта. Так как радиальные составляющие различны по поверхности трубы, то для расчетов целесообразно использовать интегральную сумму касательных напряжений по периметру трубы.

Как показали проведенные нами эксперименты, предельное сопротивление грунта сдвигу нелинейно зависит от высоты засыпки над трубой. Кроме того, на предельное сопротивление грунта сдвигу оказывает влияние только необратимая часть сцепления, которую можно определять по методу повторных сдвигов (при разной влажности) при нормальных напряжениях в грунтах, близких к действительным.

На основании анализа опубликованных работ и проведенных нами экспериментов для определения предельного сопротивления грунта сдвигу можно рекомендовать следующую формулу:

$$t_{пр} = q_{тр} \operatorname{tg} \varphi_{гр} + 2\gamma_{гр} c_h \pi D_н^2 \operatorname{tg} \varphi_{гр} + 0{,}6\pi D_н c_{гр}, \qquad (4.7)$$

где $q_{гр}$ — вес трубопровода с продуктом; $\varphi_{гр}$ — угол внутреннего трения грунта; $\gamma_{гр}$ — удельный вес грунта; c_h — безразмерный коэффициент; $D_н$ — наружный диаметр трубы; $c_{гр}$ — сцепление грунта.

Первое слагаемое этой формулы учитывает вес трубопровода с продуктом или отрицательную плавучесть, второе — давление грунта по периметру трубы и третье — необратимую часть сцепления грунта по периметру трубы. Коэффициент c_h, отражающий образование

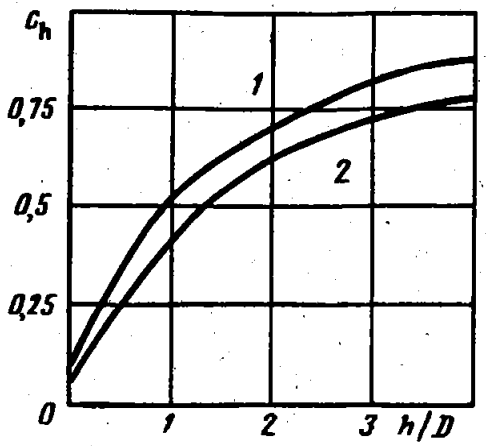


Рис. 4.3. Коэффициент, учитывающий образование свода обрушения:
1 — песчаный грунт, *2* — глинистый грунт

свода обрушения, зависит от отношения высоты засыпки над трубой к ее диаметру и может быть получен по графику рис. 4.3. Для расчетов на ЭВМ кривые *1* и *2* графика рис. 4.3 представлены в виде многочленов. Коэффициент c_h определяется по формулам: для песчаных грунтов

$$c_h = 0{,}416\frac{h}{D_н} - 0{,}056\frac{h^2}{D_н^2} + 0{,}095; \tag{4.8}$$

для глинистых грунтов

$$c_h = 0{,}367\frac{h}{D_н} - 0{,}046\frac{h^2}{D_н^2} + 0{,}06. \tag{4.9}$$

Сопротивление грунта поперечным перемещениям трубы

Сопротивление грунта поперечным перемещениям трубы зависит от положения плоскости, в которой происходит перемещение. При перемещениях трубы в вертикальной плоскости вследствие различия свойств грунтов засыпки и основания под трубой (их жесткости) сопротивление грунта различно. При перемещениях трубы в горизонтальной плоскости сопротивление грунта зависит от ширины траншей и свойств грунта нарушенной и ненарушенной структуры. В связи с этим расчетные модели грунта и ее количественные параметры будут различны в зависимости от направления перемещений.

Сопротивление грунта поперечным (в вертикальной плоскости) перемещениям трубы вверх

В связи с необходимостью расчета трубопровода на продольную устойчивость проведено достаточно много экспериментальных исследований по сопротивлению грунта поперечным перемещениям трубы вверх. Результаты многих из этих исследований приведены в работах Э. М. Ясина, П. П. Бородавкина и др. Учитывая, что для

расчета трубопроводов принималась в основном жесткопластическая модель, основное внимание уделялось определению предельной удерживающей способности грунта.

Особенностью проведенных нами экспериментов было то, что труба нагружалась не статическим усилием, а прессовой нагрузкой, что позволило получить зависимость сопротивления грунта от перемещения во всем их диапазоне. Опыты проводили на заглубленных трубах длиной 4 м, диаметрами 273, 529 и 720 мм. Трубы поднимали лебедками с помощью тросов. Перемещения измеряли прогибомерами Максимова, усилия — динамометрами растяжения. Нагружение на каждом этапе осуществляли с выдержкой во времени до стабилизации усилия. Опыты проводили при различной высоте засыпки грунта над трубой (от 0 до 100 см). Кроме того, использовали несколько видов грунта. Общая картина зависимости сопротивления грунта от перемещения одинакова для всех опытов (рис. 4.4, 4.5). Вначале, пока перемещения невелики, между сопротивлением q_y и поперечным перемещением y наблюдается почти линейная зависимость. Достигнув максимума, сопротивление грунта снижается. Особенностью диаграммы для глинистых грунтов по сравнению с диаграммой для песчаных грунтов является то, что достижение сопротивлением максимума, характеризуется большим перемещением трубы, т. е. в этот период происходит более значительное уплотнение грунта над трубой.

Выразим зависимость между сопротивлением грунта q_y и поперечным перемещением y трубы на криволинейном участке диаграммы, характеризующим упругопластическую работу грунта, с помощью обобщенного коэффициента нормального сопротивления грунта

$$q_y = c_{y0} D_н y. \tag{4.10}$$

На основании обработки результатов экспериментов с использованием решения для штампа на упругом основании зависимость обобщенного коэффициента нормального сопротивления грунта от свойств грунта и параметров заглубленного трубопровода может быть представлена в виде

$$c_{y0} = \frac{0{,}12 E_{гр} \eta_{гр}}{(1-\mu_{гр}^2)\sqrt{l_0 D_н}} \left[1 - \exp\left(-2h_0/D_н\right)\right], \tag{4.11}$$

где c_{y0} — обобщенный коэффициент нормального сопротивления грунта, МПа/см; $E_{гр}$ — модуль деформации грунта ненарушенной структуры, МПа; $\eta_{гр}$ — коэффициент снижения модуля деформации грунта засыпки по сравнению с грунтом ненарушенной структуры; $\mu_{гр}$ — коэффициент Пуассона грунта; l_0 — единичная длина трубопровода ($l_0 = 100$ см); $D_н$ — наружный диаметр трубы, см; h_0 — расстояние от верха засыпки до оси трубы, см.

Для определения предельной удерживающей способности грунта засыпки над трубой, т. е. его сопротивления, соответствующего потере

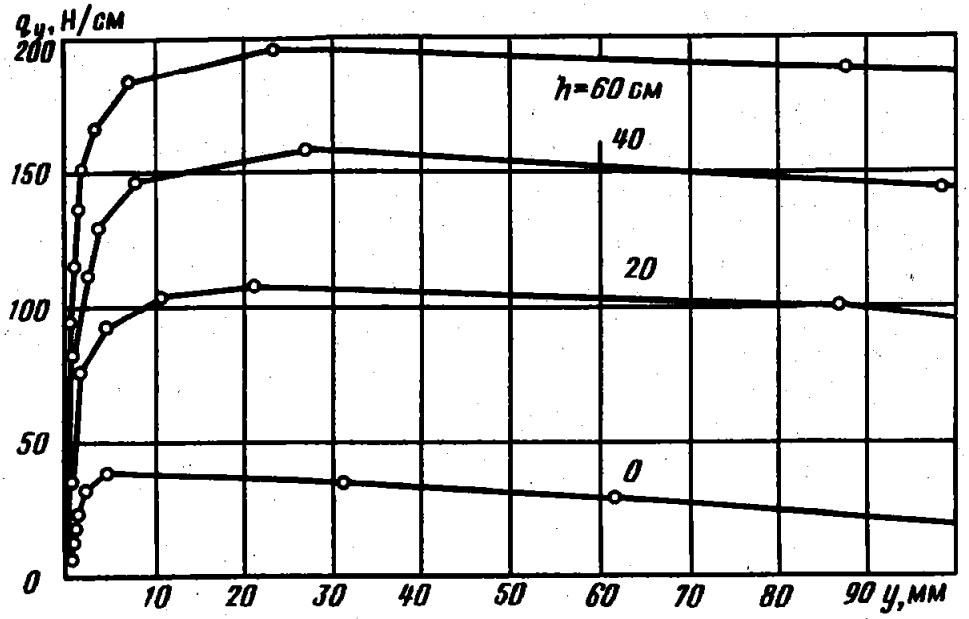


Рис. 4.4. Диаграмма «сопротивление глинистого грунта — вертикальное перемещение (вверх)» при диаметре трубы 529 мм

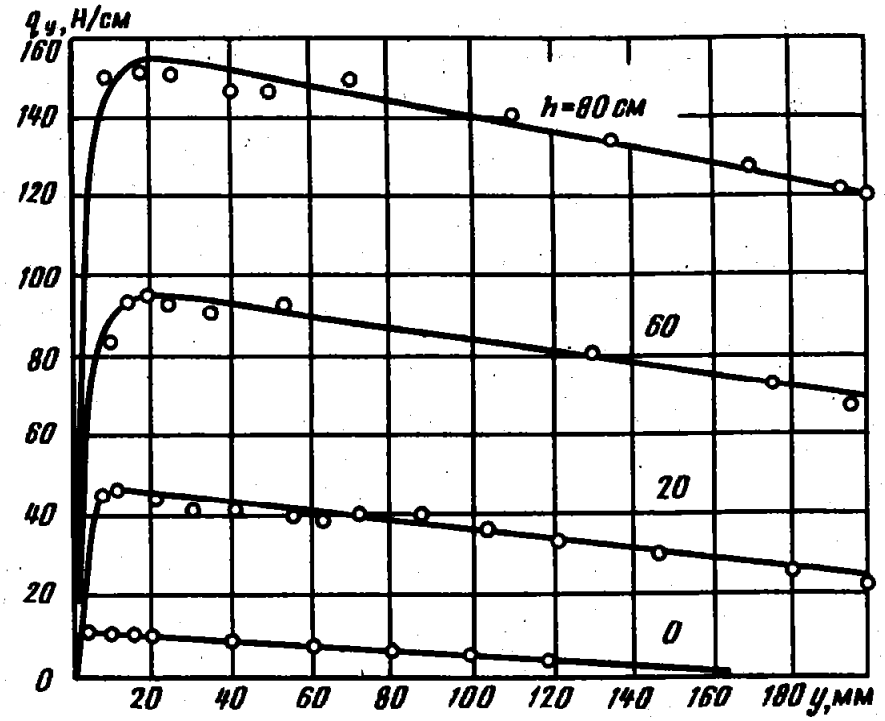


Рис. 4.5. Диаграмма «сопротивление глинистого грунта — вертикальное перемещение (вверх)» при диаметре трубы 273 мм

устойчивости грунта, существует ряд решений. Отметим решение Ю. И. Соловьева и метод расчета анкерных фундаментов, изложенный в нормах на проектирование линий электропередач.

Обычно предельную удерживающую способность грунта определяют призмой выпора. Учитывая, что для реальных трубопроводов отношение глубины его заложения к диаметру не превышает пяти, можно считать, что во всех случаях угол откоса призмы определяется углом внутреннего трения грунта. Несколько сложнее со слагаемым, входящим в предельную удерживающую способность грунта и учитывающим сцепление грунта. Как показали исследования Г. И. Покровского и Д. А. Леонардса, силы сцепления зависят от сил сжатия. Силы же сжатия, т. е. нормальные напряжения в грунте, вызванные его массой, для трубопроводов имеют незначительную величину его и изменяются в пределах от 0 на поверхности до 0,02—0,04 МПа на глубине 2—2,5 м.

На основе обработки полученных нами экспериментальных данных для определения предельного сопротивления грунта вертикальным вверх перемещениям трубы можно рекомендовать формулу

$$q_{\text{пр.гр}} = \gamma_{\text{гр}} D_{\text{н}} (h_0 - 0{,}39 D_{\text{н}}) + \gamma_{\text{гр}} h_0^2 \operatorname{tg} 0{,}7\varphi_{\text{гр}} + \frac{0{,}7 c_{\text{гр}} h_0}{\cos 0{,}7\varphi_{\text{гр}}}, \qquad (4.12)$$

где $\gamma_{\text{гр}}$ — удельный вес грунта; $D_{\text{н}}$ — наружный диаметр трубы; h_0 — расстояние от верха засыпки до оси трубы; $\varphi_{\text{гр}}$ — угол внутреннего трения грунта, $c_{\text{гр}}$ — сцепление грунта.

Нами определялось сопротивление грунта и при перемещениях, когда имела место потеря устойчивости грунта, т. е. сопротивление грунта уменьшалось по сравнению с максимальным его значением. Это означает, что, если бы рассматривали трубу как анкер, то при приложении постоянного усилия, равного максимальной удерживающей способности грунта, произошло бы выдергивание трубы. При небольших дополнительных перемещениях трубы к перемещению, соответствующему предельному сопротивлению грунта, последнее уменьшалось незначительно. При перемещениях, имеющих один и тот же порядок с высотой засыпки, сопротивление значительно уменьшилось, так как происходило разрушение грунта над трубой и «растекание» его по поверхности. Высота слоя грунта над трубой также уменьшалась. Физическая сущность этого явления очень сложна. При больших перемещениях на уменьшение высоты засыпки непосредственно над трубой в реальных условиях будут оказывать влияние атмосферные факторы — увлажнение, ветер и т. п. Учитывая это, сопротивление грунта при перемещениях трубы выше предельных можно определять исходя из линейной зависимости, считая, что при перемещениях, равных глубине заложения, сопротивление грунта равно нулю:

$$q_y = q_{\text{пр.гр}} (1 + c_{\text{р}}/k) - c_{\text{р}y} \quad \text{при} \quad y > y_{\text{пр.гр}}, \qquad (4.13)$$

где $c_р$ — коэффициент разгрузки;

$$c_р = q_{пр.гр}/H;\quad k = c_{y0} D_н, \tag{4.14}$$

k — коэффициент пропорциональности; $y_{пр.гр}$ — перемещение, соответствующее предельному сопротивлению грунта; H — расстояние от верха засыпки до низа трубы.

Для анализа различных расчетных моделей грунта засыпки нами было выполнено экспериментальное исследование поперечного изгиба в вертикальной плоскости подземного трубопровода.

Трубопровод диаметром 529 × 8 мм, длиной 90,1 м был уложен в траншею на глубину 133 см (до нижней образующей трубы). Грунт засыпки — песок удельным весом $\gamma_{гр} = 15{,}2$ кН/м^3 и углом внутреннего трения $\varphi = 28°$. Посредине плети трубопровода имелся шурф с фундаментной плитой, где были установлены два гидравлических домкрата. При подъеме трубопровода фиксировались поперечная сила (по показаниям манометров насосных станций) и вертикальные перемещения трубопровода через каждые 5 м по его длине (по результатам нивелирования выступающих стержней, приваренных к трубам). Результаты измерений показаны на рис. 4.6 и 4.7.

На рис. 4.6 приведены зависимости (экспериментальная и теоретическая) максимального поперечного перемещения трубопровода (стрелки прогиба) f от поперечной силы P. Кривая *1* соответствует решению поперечного изгиба балки для упругой (винклеровской) модели среды $q = ky$; кривая *2* — для жесткопластической модели $q = q_{пр.гр}$; кривая *3* — для модели, учитывающей уменьшение сопротивления грунта $q = q_{пр.гр} - c_р y$.

Зависимость максимального перемещения — стрелки прогиба f от поперечного усилия P для балки с изгибной жесткостью EI, лежащей на упругом основании, как известно, имеет вид:

$$f = P\nu/2k;\quad \nu = \sqrt[4]{k/4EI}. \tag{4.15}$$

При выводе этой же зависимости для двух других моделей использован вариационный метод. Принимая упругую ось балки в виде функции $y = f_0 \sin^3 \pi x/L$, отвечающей граничным условиям ($y = y' = y'' = 0$ при $x = 0,\ L$) абсолютно жесткого нижнего основания, находим зависимость поперечной силы от прогиба и длины волны изгиба

$$P = \frac{4q_{пр}L}{3\pi} + \frac{45\pi^4 EIf}{16L^3} - \frac{5c_р Lf}{16}, \tag{4.16}$$

где $q_{пр}$ — предельное сопротивление поперечным перемещениям вверх, равное предельному сопротивлению грунта и весу трубопровода; L — длина волны изгиба.

Длина волны изгиба определяется из условия $dP/dL = 0$

$$L = \sqrt[4]{\frac{405\pi^4 EIf}{64q_{пр} - 15\pi c_р f}}. \tag{4.17}$$

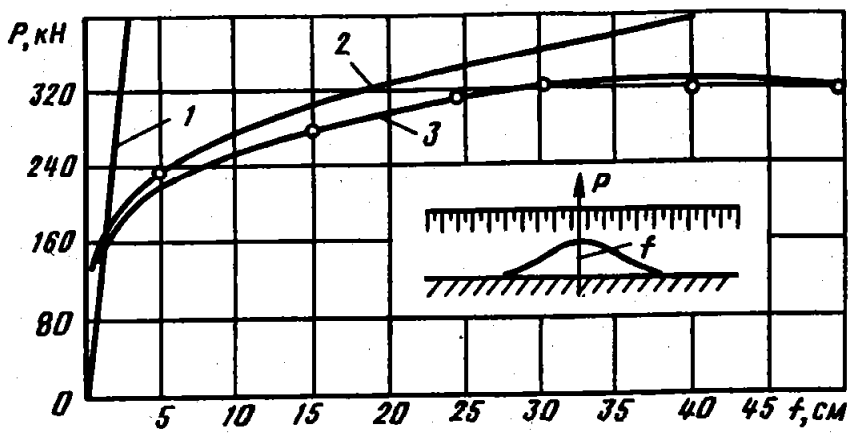


Рис. 4.6. Зависимость стрелки прогиба от поперечной силы

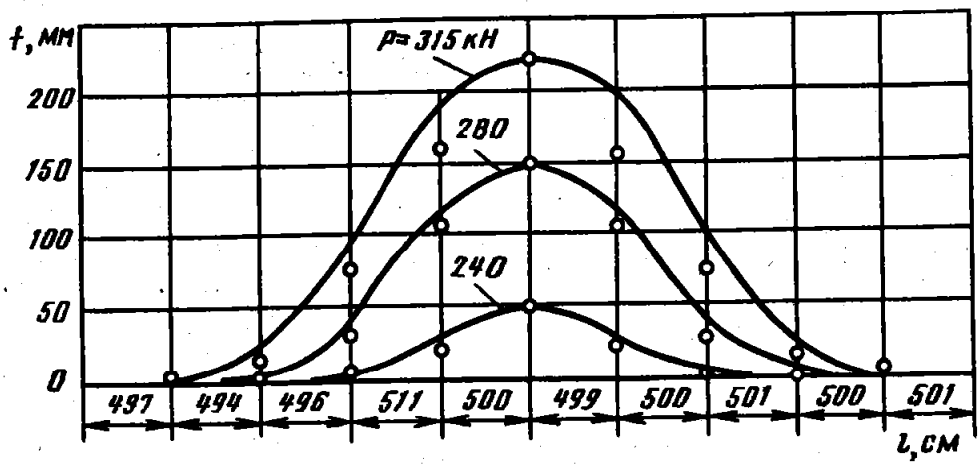


Рис. 4.7. Упругая линия подземного трубопровода при изгибе его поперечной силой

Тогда для жесткопластической модели среды ($c_р=0$) зависимость между прогибом и поперечной силой из (4.16) с учетом (4.17) будет иметь вид

$$P=3{,}76\sqrt[4]{q_{пр}^3 EIf}. \qquad (4.18)$$

Кривые *1*, *2* и *3* (см. рис. 4.6) построены соответственно по формулам (4.15), (4.18) и (4.16) при параметрах грунта засыпки, определенных на основании опытов на моделях: $k=1{,}75$ МПа; $q_{пр}=147$ Н/см; $c_р=0{,}011$ МПа.

На рис. 4.7 в системе координат — расстояние между сечениями l и перемещением f приведены экспериментальные данные упругой оси трубопровода при его поперечном изгибе силой P. Здесь же построена теоретическая упругая линия трубопровода, рассчитанная для третьей модели среды в соответствии с зависимостями (4.16) и (4.17). Результаты проведенного эксперимента свидетельствуют

о том, что если первая модель среды хорошо описывает поведение трубопровода при максимальном прогибе до 3 см, вторая — от 1 до 5 см, то третья модель среды хорошо согласуется с результатами опыта при прогибе до 50 см. Таким образом, результаты этого опыта подтверждают необходимость учета уменьшения сопротивления грунта при поперечных перемещениях трубы вверх. Этот фактор существен при расчетах продольной устойчивости вертикальных выпуклых кривых участков трубопроводов и при определении нагрузок на трубоукладчики при способе ремонта, предусматривающем подъем трубопровода из засыпанной грунтом траншеи.

Сопротивление грунта поперечным (в вертикальной плоскости) перемещениям трубы вниз

Наиболее часто при решении задач по изгибу балок на упругом основании используют гипотезу Винклера, согласно которой между прогибом (осадкой) балки и реактивным давлением существует прямая пропорциональность. Несмотря на имеющиеся недостатки, эта гипотеза дает удовлетворительные результаты при расчете различных строительных конструкций.

Экспериментальные исследования, проведенные на моделях трубопроводов, также показали, что можно принять линейную зависимость между сопротивлением грунта и поперечным (вертикальным) перемещением трубы вниз. Эта зависимость справедлива до тех пор, пока сопротивление грунта меньше его несущей способности. Далее можно считать, что сопротивление грунта остается постоянным и не зависит от перемещения.

Таким образом, принимая эффективную ширину балки равной диаметру трубы, расчетную модель трубопровода при поперечных перемещениях трубы вниз можно описать зависимостью

$$q = c_{y0} D_н y \text{ при } y \leqslant R_{гр}/c_{y0};$$
$$q = R_{гр} D_н \text{ при } y > R_{гр}/c_{y0}, \qquad (4.19)$$

где q — сопротивление грунта поперечным перемещениям трубы; c_{y0} — обобщенный коэффициент нормального сопротивления грунта; $D_н$ — наружный диаметр трубы; y — поперечное перемещение; $R_{гр}$ — условная несущая способность грунта.

Обобщенный коэффициент нормального сопротивления грунта, как и ранее, можно связать с модулем деформации грунта зависимостью

$$c_{y0} = \frac{0{,}12 E_{гр}}{(1-\mu_{гр}^2)\sqrt{l_0 D_н}}, \qquad (4.20)$$

где $E_{гр}$ — модуль деформации грунта, МПа; $\mu_{гр}$ — коэффициент Пуассона грунта; l_0 — единичная длина трубопровода ($l_0 = 100$ см); $D_н$ — наружный диаметр трубы, см.

Сопротивление грунта поперечным (в горизонтальной плоскости) перемещениям трубы в траншее

При определении напряженно-деформированного состояния трубопровода, имеющего углы поворота в горизонтальной плоскости, необходима соответствующая расчетная модель грунта. Экспериментальные исследования, проведенные С. К. Гильзиным, показали возможность использования линейной зависимости между сопротивлением грунта и перемещением. Эксперименты проводились на трубах нескольких диаметров при различном расстоянии от боковой образующей трубы до стенки траншеи. На рис. 4.8 приведены некоторые из полученных экспериментальных кривых в координатах сопротивление грунта q — перемещение y при расстоянии от боковой образующей трубы до стенки траншеи $a=80$ см. Общий характер зависимости сопротивления грунта от перемещения одинаков для всех опытов в диапазоне перемещений от 1 до 6 см (при трубах диаметром до 529 мм). Для этого диапазона перемещений зависимость близка к линейной. При аппроксимации полученных кривых линейной функцией можно отметить, что коэффициент нормального сопротивления грунта, равный тангенсу угла наклона прямой, тем меньше, чем больше диаметр трубы, что соответствует физической сущности явления.

На основании проведенных экспериментов обобщенный коэффициент нормального сопротивления грунта рекомендуется вычислять по формуле

$$c_{y0}=\frac{0{,}12E_{гр}\eta_{гор}}{(1-\mu_{гр}^2)\sqrt{l_0 D_н}}\left[1-\exp\left(-2h_0/D_н\right)\right]. \qquad (4.21)$$

Коэффициент $\eta_{гор}$ определяется в зависимости от отношения расстояния от боковой образующей трубы до стенки траншеи a к расстоянию от оси трубы до верха засыпки h_0. На рис. 4.9 приведен полученный на основе обработки экспериментальных данных в соответствии с формулой (4.21) график для определения коэф-

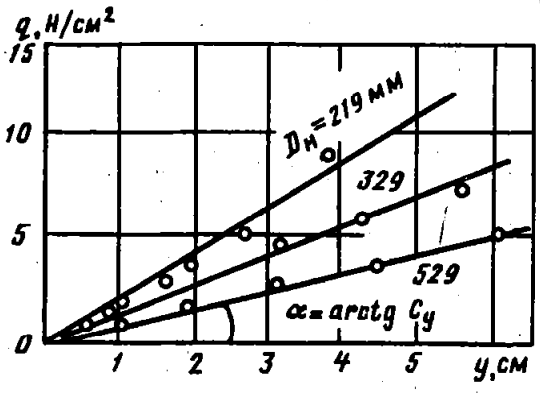


Рис. 4.8. Зависимость сопротивления грунта от поперечных горизонтальных перемещений трубы

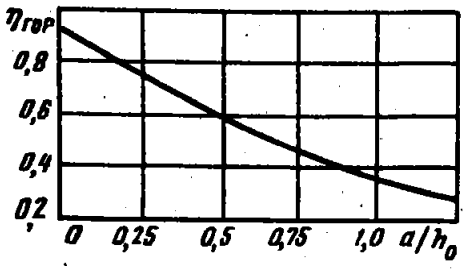


Рис. 4.9. График для определения коэффициента $\eta_{гор}$

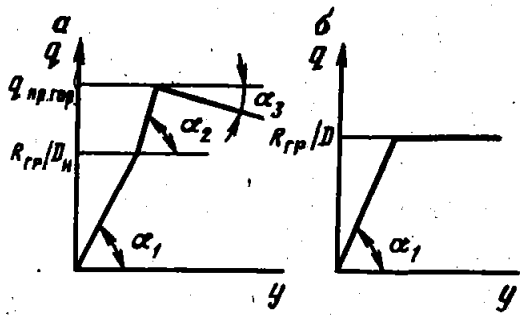


Рис. 4.10. Диаграммы «сопротивление грунта — поперечное горизонтальное перемещение трубы»

фициента $\eta_{гор}$. Как следует из графика, при $a=0$ (прилегание трубы вплотную к стенке траншеи) коэффициент $\eta_{гор}=0{,}93$, т. е. зависимости (4.11) и (4.21) практически совпадают.

Принципиальным отличием моделей грунта при поперечных перемещениях трубы в горизонтальной (в плане) и вертикальной (вверх) плоскостях, несмотря на аналогию формул (4.11) и (4.21), является то, что при поперечных перемещениях в плане линейная зависимость реализуется при значительных перемещениях трубы, составляющих примерно 0,1 диаметра трубы. Однако для трубопровода, прокладываемого в слабых грунтах, в некоторых случаях поперечные перемещения могут быть (в зависимости от угла поворота и кривизны трубопровода) и более указанного значения. Для таких случаев можно предложить нелинейные модели двух видов (рис. 4.10). Первый вид модели (рис. 4.10, *а*) соответствует условиям прокладки, когда предельная удерживающая способность грунта больше его условной несущей способности ($q_{пр.гор} > R_{гр} D_н$). Под предельной удерживающей способностью грунта $q_{пр.гор}$ понимается предельное сопротивление грунта перемещениям трубы в горизонтальной плоскости, определяемое так же как пассивное боковое давление грунта при расчетах подпорной стенки:

$$q_{пр.гор} = \gamma_{гр} h_0 D_н k_p. \tag{4.22}$$

Коэффициент пассивного бокового давления определяется по формуле

$$k_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi_{гр}/2) + \frac{2c_{гр}}{\gamma_{гр} h_0}(\operatorname{tg} 45^\circ + \varphi_{гр}/2), \tag{4.23}$$

где $\varphi_{гр}$ — угол внутреннего трения грунта; $c_{гр}$ — сцепление грунта; $\gamma_{гр}$ — удельный вес грунта.

Под несущей способностью грунта $R_{гр}$ понимается критическое значение среднего давления, которое приведено в нормах на проектирование оснований и фундаментов.

Второй вид модели (рис. 4.10, *б*) соответствует условиям прокладки, когда $q_{\text{пр.гор}} < R_{\text{гр}} D_{\text{н}}$. В этом случае при больших перемещениях не происходит выхода линий скольжения на поверхность, и сопротивление грунта q поперечному перемещению трубы остается постоянным.

Сопротивление грунта повороту трубы относительно ее продольной оси

При пространственной конфигурации подземных трубопроводов отдельные его участки подвергаются закручиванию. Грунт, в контакте с которым находится трубопровод, оказывает сопротивление угловым перемещениям (закручиванию) трубы. Экспериментальное изучение сопротивления грунта закручиванию труб проводилось рядом авторов, в том числе Г. Х. Хожметовым и В. А. Молодецким. На рис. 4.11 представлены графики зависимости крутящего момента $M_{\text{кр}}$ от угла закручивания φ, построенные по результатам экспериментов В. А. Молодецкого. Принимая распределение касательных напряжений τ при предельном состоянии $M_{\text{пр}}$, равномерным по длине и периметру трубы, определяем величину $\tau_{\text{пр}}$ и зависимость ее от относительного угла закручивания.

На основании обработки результатов экспериментов предложена упругопластическая модель взаимодействия трубопровода с грунтом (рис. 4.12), т. е. диаграмма зависимости касательных напряжений τ от угла закручивания φ. Аналитическое описание диаграммы имеет вид

$$\tau = k_{\varphi} \varphi D_{\text{н}} / 2 \quad \text{при} \quad \varphi \leqslant 2\tau_{\text{пр}} / (k_{\varphi} D_{\text{н}}); \tag{4.24}$$

$$\tau = \tau_{\text{пр}} \quad \text{при} \quad \varphi > 2\tau_{\text{пр}} / (k_{\varphi} D_{\text{н}}), \tag{4.25}$$

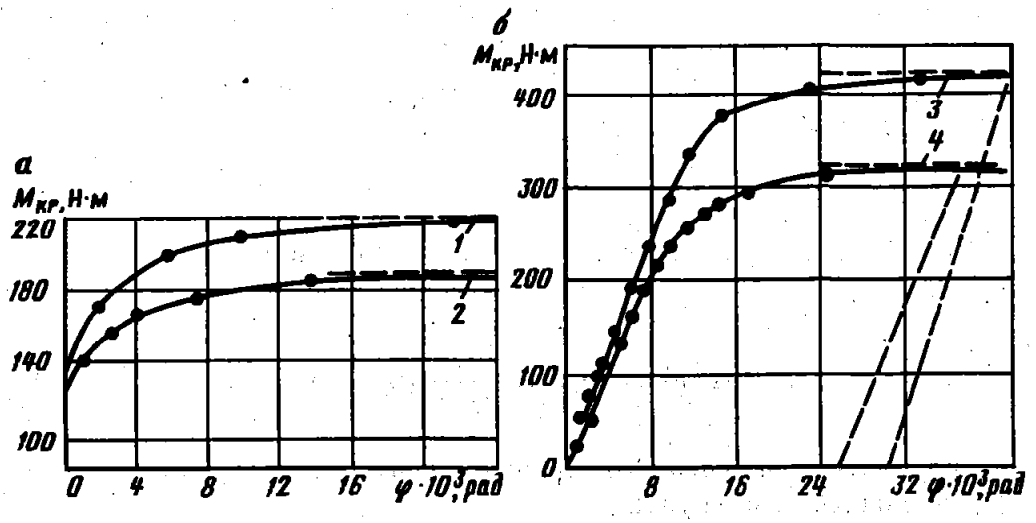
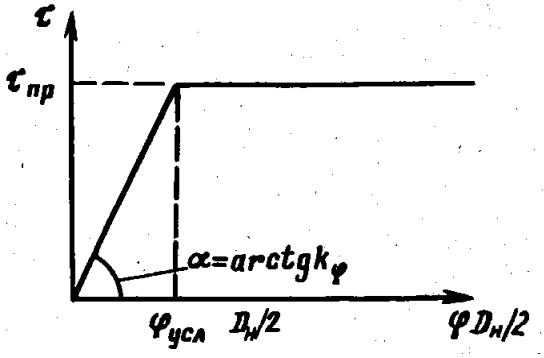


Рис. 4.11. Зависимость угла поворота от крутящего момента:
а — $D_{\text{н}} = 102$ мм, *б* — $D_{\text{н}} = 125$ мм, *1* — $M_{\text{пр}} = 219{,}69$ Н·м; $h_0 = 0{,}3$ м; *2* — $M_{\text{пр}} = 189{,}71$ Н·м; $h_0 = 0{,}2$ м; *3* — $M_{\text{пр}}$ 425,33 Н·м; $h_0 = 0{,}3$ м; *4* — $M_{\text{пр}} = 319{,}56$ Н·м; $h_0 = 0{,}2$ м

Рис. 4.12. Зависимость касательных сил сопротивления от угла поворота трубы



$\tau_{пр}$ — интенсивность предельного сопротивления грунта закручиванию, соответствующая углу закручивания $\varphi_{усл}$; k_φ — обобщенный коэффициент сопротивления грунта закручиванию.

Предельную интенсивность сопротивления грунта закручиванию $\tau_{пр}$ можно принимать равной предельному сопротивлению грунта продольным перемещениям, так как характер взаимодействия трубопровода с грунтом при этих перемещениях примерно одинаков.

Обобщенный коэффициент сопротивления грунта закручиванию k_φ также связан с обобщенным коэффициентом касательного сопротивления c_{x0}. На основании имеющихся экспериментальных данных можно предложить следующую зависимость:

$$k_\varphi = 0{,}08 c_{x0}. \qquad (4.26)$$

Значения c_{x0} в зависимости от вида грунта приведены в табл. 4.1.

Физико-механические характеристики мерзлых грунтов

К мерзлым грунтам относятся грунты всех видов, если они имеют отрицательную температуру и содержат в своем составе лед. Грунты относят к вечномерзлым, если в условиях природного залегания находятся в мерзлом состоянии непрерывно (без оттаивания) в течение трех лет и более.

Поверхностный слой грунта, замерзающий зимой и оттаивающий летом, называют слоем сезонного промерзания или слоем сезонного оттаивания.

На основании проведенных изысканий в районах распространения вечномерзлых грунтов должны приводиться не только данные полевых и лабораторных определений физико-механических характеристик грунтов, но и данные, характеризующие температуру вечномерзлого грунта, его теплофизические характеристики, характеристики слоя сезонного промерзания — оттаивания, данные прогноза изменений мерзлотных и гидрогеологических характеристик, обусловленных строительством трубопровода, в том числе и строительства нескольких

трубопроводов в одном коридоре. Для вечномерзлых грунтов, помимо общих характеристик для талых грунтов, дополнительно определяют:

суммарную влажность мерзлых грунтов w_{tot}, которая равна отношению массы всех видов, содержащихся в мерзлом грунте воды и льда, включая прослойки льда, к массе сухого грунта;

влажность мерзлого грунта между ледяными включениями w_m, которая равна отношению массы содержащейся в мерзлом грунте поровой влаги за счет льда-цемента и незамерзающей воды к массе сухого грунта;

влажность мерзлого грунта за счет незамерзающей воды w_w, которая равна отношению массы незамерзшей при данной отрицательной температуре воды к массе сухого грунта;

суммарную льдистость мерзлого грунта i_{tot}, которая равна отношению объема всех видов содержащихся в грунте льда к объему мерзлого грунта, может определяться и расчетным путем по величинам влажности w_{tot}, w_w и плотностей мерзлого грунта ρ_f, льда ρ_i и частиц грунта ρ_s по формуле

$$i_{tot}=\frac{\rho_f(w_{tot}-w_w)}{\rho_i(1+w_{tot})}; \tag{4.27}$$

льдистость мерзлого грунта за счет ледяных включений i_i, которая равна отношению объема ледяных включений к объему мерзлого грунта, может определяться и расчетным путем по формуле

$$i_i=\frac{\rho_s(w_{tot}-w_w)}{\rho_i+\rho_s(w_{tot}-0{,}1w_w)}; \tag{4.28}$$

степень заполнения объема пор мерзлого грунта льдом и незамерзшим грунтом s_r, характеризующую степень общего водонасыщения грунта между ледяными включениями, которая определяется расчетным путем по значению влажности мерзлого грунта за счет незамерзшей воды w_w, влажности мерзлого грунта между ледяными включениями w_m, плотности частиц грунта ρ_s, плотности воды ρ_w и коэффициента пористости мерзлого грунта между ледяными включениями e_f по формуле

$$s_r=\frac{1{,}1(w_m-0{,}1w_w)\rho_s}{e_f\rho_w}. \tag{4.29}$$

Расчетное давление на мерзлые грунты R, расчетные сопротивления мерзлых грунтов сдвигу по поверхности смерзания R_{af} определяется опытным путем или при отсутствии опытных данных, по приложениям к СНиП 2.02.04—87 «Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах».

ГЛАВА 5

ПЕРЕМЕЩЕНИЯ В МЕСТЕ ВЫХОДА ПОДЗЕМНОГО ТРУБОПРОВОДА НА ПОВЕРХНОСТЬ

Перемещения при действии поперечной силы и изгибающего момента

Рассмотрим прямолинейный полубесконечный подземный участок трубопровода, к свободному концу которого приложена поперечная сила P_0 и изгибающий момент M_0. В качестве расчетной модели трубопровода принимается стержень (балка) трубчатого сечения. Взаимодействие трубопровода с грунтом — зависимость сопротивления грунта от поперечных перемещений, описываемая диаграммой типа Прандтля (рис. 5.1). Расчетная схема трубопровода и принятая система координат приведены на рис. 5.2.

Уравнения равновесия для первого и второго участка в соответствии с принятыми гипотезами имеют вид

$$\text{при } -l<x<0 \quad EIy_{\text{I}}^{\text{IV}}=-q_{\text{пр}}; \tag{5.1}$$

$$\text{при } 0\leqslant x\leqslant\infty \quad EIy_{\text{II}}^{\text{IV}}=c_y D_{\text{н}} y, \tag{5.2}$$

где EI — изгибная жесткость трубопровода.

Решения уравнений имеют вид

$$y_{\text{I}}=A_1+A_2x+A_3x^2+A_4x^3-\frac{q_{\text{пр}}x^4}{24EI}; \tag{5.3}$$

$$y_{\text{II}}=e^{-\alpha x}(C_1\sin\alpha x+C_2\cos\alpha x)+e^{\alpha x}(C_3\sin\alpha x+C_4\cos\alpha x), \tag{5.4}$$

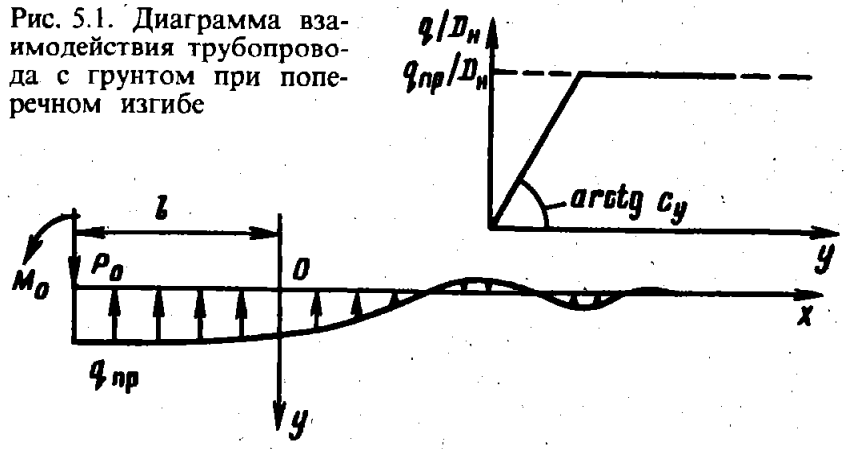


Рис. 5.1. Диаграмма взаимодействия трубопровода с грунтом при поперечном изгибе

Рис. 5.2. Расчетная схема трубопровода при поперечном изгибе

где

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{c_y D_н}{4EI}}. \qquad (5.5)$$

Рассмотрим первый случай, когда соотношения усилий P_0 и M_0 и относительной жесткости подземного трубопровода таковы, что отсутствует участок предельного равновесия грунта. Решение для этого случая — это общеизвестное решение балки на упругом основании. Запишем это решение отдельно для действия силы и момента, так как при наличии участка предельного равновесия грунта принцип независимости действия сил не применим.

Уравнение поперечных перемещений по длине трубопровода, т. е. уравнение (5.4) с граничными условиями, соответствующими действию поперечной силы и изгибающего момента, запишем в виде

$$y = \frac{P_0 e^{-\alpha x}}{2\alpha^3 EI} \cos \alpha x; \qquad (5.6)$$

$$y = \frac{M_0 e^{-\alpha x}}{2\alpha^2 EI} (\cos \alpha x - \sin \alpha x). \qquad (5.7)$$

Здесь x отсчитывается от точки приложения усилий, а начало координат совпадает с этой точкой.

Перемещения в начале координат соответственно равны

$$y_0 = P_0/(2\alpha^3 EI); \qquad (5.8)$$

$$y_0 = M_0/(2\alpha^2 EI). \qquad (5.9)$$

При действии силы P_0 возникает необходимость определения максимального изгибающего момента, который в сечении $x = 3\pi/4\alpha$ равен

$$M_{max} = \frac{e^{-(3/4)\pi}}{\alpha\sqrt{2}} P_0. \qquad (5.10)$$

Определим критерий, при котором отсутствует участок предельного равновесия грунта. Он определяется из условия, что перемещения в месте приложения усилия или момента не превышают перемещения, соответствующего линейной части диаграммы «сопротивление — перемещение»

$$y_0 \leqslant q_{пр}/(D_н c_y). \qquad (5.11)$$

Из условия (5.11) с учетом (5.8) или (5.9) определим критерий отсутствия участка предельного равновесия

$$\frac{P_0 c_y D_н}{2\alpha^3 EI q_{пр}} \leqslant 1; \qquad (5.12)$$

$$\frac{M_0 c_y D_н}{2\alpha^2 EI q_{пр}} \leqslant 1. \qquad (5.13)$$

Рассмотрим расчетный случай, при котором соотношения нагрузки и относительной жесткости подземного трубопровода таковы, что имеется участок предельного равновесия грунта, т. е. критерии (5.12) или (5.13) не выполняются. При действии силы P_0 произвольные постоянные находятся из граничных условий и условия сопряжения обоих участков

$$\text{при } x=-l \; y_{\text{I}}''=0, \; EIy_{\text{I}}'''=P_0; \tag{5.14}$$

$$\text{при } x=0 \; y_{\text{I}}=y_{\text{II}}, \; y_{\text{I}}'=y_{\text{II}}', \; y_{\text{I}}''=y_{\text{II}}'', \; y_{\text{I}}'''=y_{\text{II}}'''; \tag{5.15}$$

$$\text{при } x\to\infty \; y_{\text{II}}=y_{\text{II}}'=0. \tag{5.16}$$

Длина участка предельного равновесия определяется перемещением, соответствующим линейной части диаграммы «поперечное сопротивление — перемещение»

$$\text{при } x=0 \; y_{\text{I}}=q_{\text{пр}}/(D_{\text{н}}c_y). \tag{5.17}$$

С использованием условий (5.14)—(5.16) находим произвольные постоянные уравнений (5.3), (5.4), а из условия (5.17) — длину участка предельного равновесия

$$A_1=\frac{2P_0(1+\alpha l)-q_{\text{пр}}l(2+\alpha l)}{4EI\alpha^3}; \tag{5.18}$$

$$A_2=\frac{2q_{\text{пр}}l(1+\alpha l)-2P_0(1+2\alpha l)}{4EI\alpha^2}; \tag{5.19}$$

$$A_3=\frac{2P_0l-q_{\text{пр}}l^2}{4EI}; \tag{5.20}$$

$$A_4=\frac{P_0-q_{\text{пр}}l}{6EI}; \tag{5.21}$$

$$C_1=\frac{q_{\text{пр}}l^2-2P_0l}{4EI\alpha^2}, \; C_2=A_2, \; C_3=C_4=0; \tag{5.22}$$

$$l=\frac{1}{q_{\text{пр}}\alpha}\left[P_0\alpha-q_{\text{пр}}+\sqrt{P_0^2\alpha^2+q_{\text{пр}}^2}\right]. \tag{5.23}$$

Таким образом, определив по (5.23) длину участка предельного равновесия, находим по (5.18)—(5.22) произвольные постоянные, а по (5.3) и (5.4) — перемещения в любом сечении x. Используя связь между изгибающим моментом и перемещением $M=EId^2y/dx^2$, можно определить изгибающий момент в любом сечении трубопровода.

При действии изгибающего момента M_0 произвольные постоянные уравнений (5.3) и (5.4) находятся из условий (5.15) и (5.16), а вместо условия (5.14) используется зависимость

$$x=-l; \; y_{\text{I}}''=M/EI; \; y_{\text{I}}'''=0. \tag{5.24}$$

Для рассматриваемого случая произвольные постоянные и длина участка предельного равновесия равны

$$A_1=\frac{2M_0\alpha-q_{\text{пр}}l(2+\Delta l)}{4EI\alpha^3}; \tag{5.25}$$

$$A_2=\frac{2q_{\text{пр}}l(1+\alpha l)-4M\alpha}{4EI\alpha^2}; \tag{5.26}$$

$$A_3=\frac{2M_0-q_{\text{пр}}l^2}{4EI}; \tag{5.27}$$

$$A_4=-\frac{q_{\text{пр}}l}{6EI}; \tag{5.28}$$

$$C_1=\frac{q_{\text{пр}}l^2-2M_0}{4EI\alpha^2},\quad C_2=A_1,\quad C_3=C_4=0; \tag{5.29}$$

$$l=-\frac{1}{\alpha}+\sqrt{\frac{2M_0}{q_{\text{пр}}}}. \tag{5.30}$$

Аналогично ранее изложенному, определив по (5.30) длину участка предельного равновесия, найдем по (5.25)—(5.29) произвольные постоянные, а по (5.3) и (5.4) перемещение в сечении x. На основании уравнения упругой линии находят изгибающий момент.

Эти решения можно использовать при определении величины перемещений (или нагрузки) при заданной нагрузке (или перемещении) на конце полубесконечного участка трубопровода.

Перемещения при действии продольного усилия, температурного перепада и внутреннего давления

Рассмотрим прямолинейный подземный участок трубопровода конечной длины L, левый конец которого выходит на поверхность и к нему приложено растягивающее усилие N_0, а правый конец неподвижен (защемлен) (рис. 5.3). При $L\to\infty$ получим решение для полубесконечного участка. Трубопровод находится под воздействием внутреннего давления p и температурного перепада Δt.

В качестве расчетной модели трубопровода используем стержень (балку) трубчатого сечения, взаимодействующий со средой. Взаимодей-

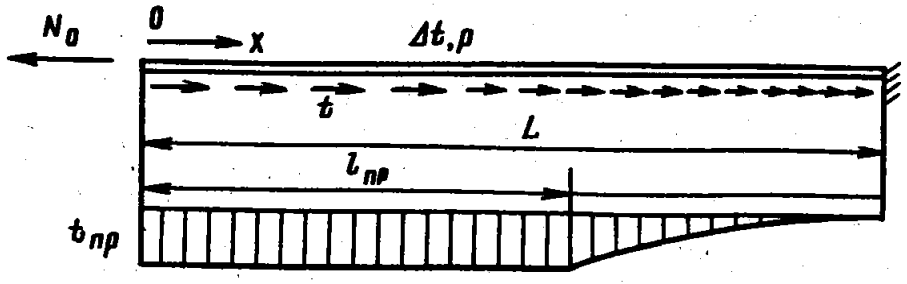


Рис. 5.3. Расчетная схема подземного участка трубопровода

ствие трубопровода с грунтом описывается зависимостью сопротивления грунта от перемещения, диаграмма приведена на рис. 5.4, *а*. Она учитывает ограниченность по реакции продольных связей. Аналитическое выражение модели грунта, представленной на этой диаграмме, имеет вид:

$$t_x = -\pi D_н c_{x0} u_x \text{ при } |u_x| \leqslant \frac{t_{пр}}{\pi D_н c_{x0}}; \tag{5.31}$$

$$t_x = t_{пр} \text{ при } |u_x| > \frac{t_{пр}}{\pi D_н c_{x0}}, \tag{5.32}$$

где t_x — сопротивление грунта продольным перемещениям трубы; c_{x0} — коэффициент пропорциональности, называемый обобщенным коэффициентом касательного сопротивления грунта. Эта модель использовалась ранее Л. М. Емельяновым и С. В. Виноградовым.

В зависимости от нагрузок, воздействий и относительной жесткости трубопровода возможно, что по всей длине рассматриваемого участка грунт работает только в упругой стадии, характеризуемой условием (5.31), либо имеют место два участка, описываемых условиями (5.31) и (5.32). Участок, где взаимодействие трубопровода с грунтом описывается зависимостью (5.32), назовем участком предельного равновесия, а его длину обозначим через $l_{пр}$. В дальнейшем будем называть его просто первым участком. Уравнение равновесия элемента dx (см. рис. 5.4) имеет вид

$$dN_x/dx + t_x = 0. \tag{5.33}$$

С учетом (5.31) и (5.32) для каждого из участков это уравнение запишется так:

$$\frac{dN_I}{dx} + t_{пр} = 0 \text{ при } |u_x| > \frac{t_{пр}}{\pi D_н c_{x0}}; \tag{5.34}$$

$$\frac{dN_{II}}{dx} - \pi D_н c_{x0} u_x = 0 \text{ при } |u_x| \leqslant \frac{t_{пр}}{\pi D_н c_{x0}}. \tag{5.35}$$

Относительное удлинение, учитывая двухосное напряженное состояние напорного трубопровода, записывается в виде

$$\varepsilon_x = \frac{N_x}{EF} + \alpha \Delta t - \frac{\mu \sigma_{кц}}{E}, \tag{5.36}$$

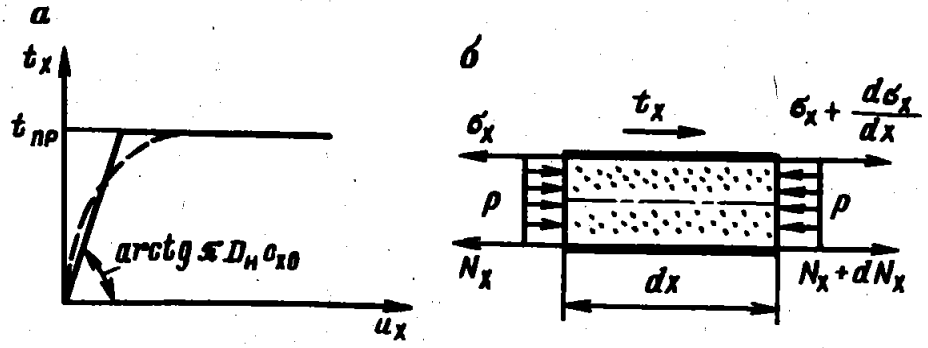


Рис. 5.4. Расчетная модель грунта и элемент трубопровода

где ε_x — продольная деформация; E — модуль упругости материала; F — площадь сечения стенок трубы; α — коэффициент линейного расширения; Δt — температурный перепад; положительный при нагревании; μ — коэффициент Пуассона; $\sigma_{кц}$ — кольцевые напряжения от внутреннего давления.

В линейной постановке задачи деформации и перемещения связаны зависимостью

$$\varepsilon_x = du/dx, \tag{5.37}$$

тогда

$$N_x = EF\frac{du}{dx} - (\alpha\Delta tE - \mu\sigma_{кц})F. \tag{5.38}$$

Используя (5.38) и считая, что сечение трубопровода, температурный перепад и внутреннее давление будут постоянными по длине, уравнения равновесия (5.34) и (5.35) в перемещениях имеют следующий вид:

$$d^2u_I/dx^2 + t_{пр}/(EF) = 0; \tag{5.39}$$

$$d^2u_{II}/dx^2 - \gamma^2 u_{II} = 0, \tag{5.40}$$

где

$$\gamma^2 = \pi D_н c_{x0}/(EF). \tag{5.41}$$

Запишем решение уравнений (5.39) и (5.40) относительно перемещений и усилий:

$$u_I = \frac{1}{EF}\left(-\frac{t_{пр}x^2}{2} + C_1x + C_2\right); \tag{5.42}$$

$$N_I = -t_{пр}x + C_1 - (\alpha\Delta tE - \mu\sigma_{кц})F; \tag{5.43}$$

$$u_{II} = C_3\,\mathrm{sh}\,\gamma x + C_4\,\mathrm{ch}\,\gamma x; \tag{5.44}$$

$$N_{II} = EF\gamma/(C_3\,\mathrm{ch}\,\gamma x + C_4\,\mathrm{sh}\,\gamma x) - (\alpha\Delta tE - \mu\sigma_{кц})F. \tag{5.45}$$

Пусть параметры трубопровода таковы, что по длине трубопровода имеется участок предельного равновесия грунта. Тогда граничные условия и условия сопряжения обоих участков имеют вид

$$\text{при } x=0 \;\; N_x = N_0; \;\; \text{при } x = l_{пр} \;\; u_I = u_{II}, \;\; N_I = N_{II},$$

$$u_x = -u_{пр} = -t_{пр}/(\pi D_н c_{x0}); \;\; \text{при } x = L \;\; u_{II} = 0. \tag{5.46}$$

Исходя из этих условий, определяем произвольные постоянные $C_1 - C_4$ уравнений (4.2)—(4.5) и длину участка предельного равновесия:

$$C_1 = \bar{N}t_{пр}/\gamma; \;\; C_2 = \frac{t_{пр}l_{пр}^2}{2}\left(1 - \frac{2}{\bar{l}_{пр}^2} - \frac{2\bar{N}}{\bar{l}_{пр}}\right);$$

$$C_3 = \frac{t_{пр}l_{пр}^2}{2}\,\frac{2(\bar{N} - \bar{l}_{пр})}{\bar{l}_{пр}^2(\mathrm{ch}\,\bar{l}_{пр} - \mathrm{th}\,\bar{L}\,\mathrm{sh}\,\bar{l}_{пр})EF}; \;\; C_4 = -C_3\,\mathrm{th}\,\bar{L}. \tag{5.47}$$

Величину $l_{пр}$ определяют по трансцендентному уравнению, решая его относительно $\bar{l}_{пр}$

$$\frac{1-\operatorname{th}\bar{L}\operatorname{th}\bar{l}_{пр}}{\operatorname{th}\bar{L}-\operatorname{th}\bar{l}_{пр}}+\bar{l}_{пр}=\bar{N}. \tag{5.48}$$

Здесь введены следующие безразмерные параметры:

$$\bar{L}=\gamma L;\ \bar{l}_{пр}=\gamma l_{пр};\ \bar{N}=\gamma(N_0-N_\sim)/t_{пр}, \tag{5.49}$$

где

$$N_\sim=(-\alpha\Delta tE+\mu\sigma_{кц})F. \tag{5.50}$$

Определив из уравнения (5.48) $l_{пр}$, по формуле (5.47) находим произвольные постоянные, которые позволяют с помощью уравнений (5.42)—(5.45) определить перемещение и продольное усилие любого сечения трубопровода.

Запишем значение продольного перемещения и продольного усилия соответственно в начале и конце участков трубопровода:

$$u_0=C_2/(EF); \tag{5.51}$$

$$M_L=N_\sim+\frac{EF\gamma}{\operatorname{ch}^2\bar{L}}C_3. \tag{5.52}$$

Рассмотрим один из наиболее распространенных случаев, когда участок трубопровода можно считать полубесконечным, т. е. $L\to\infty$. Для получения необходимых расчетных формул раскроем неопределенности в (5.47), (5.48). Из (5.48) находим

$$\bar{l}_{пр}=\bar{N}-1,\ l_{пр}=\frac{N_0-N_\sim}{t_{пр}}-\frac{1}{\gamma}. \tag{5.53}$$

Произвольные постоянные в этом случае

$$C_1=N_0-N_\sim;\ C_2=-\frac{(N_0-N_\sim)\gamma^2+t_{пр}^2}{2t_{пр}\gamma^2};$$

$$C_3=-C_4=\frac{t_{пр}}{EF\gamma^2\mathrm{e}^{-\gamma l_{пр}}}, \tag{5.54}$$

тогда перемещение в начале участка

$$u_0=-\frac{1}{2EF}\left[\frac{(N_0-N_\sim)^2}{t_{пр}}+\frac{t_{пр}}{\gamma^2}\right]. \tag{5.55}$$

Усилие в «защемленной» части трубопровода, где перемещение равно нулю, составит

$$N_L=N_\sim=(-\alpha\Delta tE+\mu\sigma_{кц})F. \tag{5.56}$$

Для оценки размера участка, который можно принять за бесконечно длинный, примем условие, что перемещение его правого

конца равно 1% от перемещения, соответствующего перемещению конца участка предельного равновесия, т. е.

$$u_L = 0{,}01 u_{\text{пр}} = -0{,}01 \frac{t_{\text{пр}}}{EF\gamma^2}. \qquad (5.57)$$

Из (5.42) с учетом (5.57) получим уравнение

$$L \simeq \frac{\beta}{\gamma} + \frac{N_0 - N_\sim}{t_{\text{пр}}}. \qquad (5.58)$$

По этой формуле можно определять длину участка трубопровода L, с которого «собираются» перемещения к его началу.

Изложенное относится к случаю, когда по длине трубопровода имеются два участка: участок предельного равновесия грунта $l_{\text{пр}}$, где сопротивление по длине постоянно и равно $\tau_{\text{пр}}$, и участок упругой работы грунта, где сопротивление грунта пропорционально перемещению. Критерий наличия участка предельного равновесия грунта можно получить из (5.49), считая, что $l_{\text{пр}}=0$. Тогда указанный критерий можно записать в виде

$$\bar{N} \operatorname{th} \bar{L} > 1. \qquad (5.59)$$

Для полубесконечного участка этот критерий будет иметь вид

$$\frac{(N_0 - N_\sim)\gamma}{t_{\text{пр}}} > 1. \qquad (5.60)$$

Теперь рассмотрим случай, когда участок предельного равновесия отсутствует, т. е. когда критерии (5.59) и (5.60) не выполняются. Как и ранее, рассматриваем в качестве начального параметра (при $x=0$) продольное усилие N_0.

Уравнение, описывающее изменение продольных перемещений и продольных усилий по длине трубопровода, записывается аналогично (5.44) и (5.45)

$$u_x = D_1 \operatorname{sh} \gamma x + D_2 \operatorname{ch} \gamma x; \qquad (5.61)$$

$$N_x = EF\gamma (D_1 \operatorname{ch} \gamma x + D_2 \operatorname{sh} \gamma x) - (\alpha \Delta t E - \mu \sigma_{\text{кц}}) F. \qquad (5.62)$$

Произвольные постоянные D_1 и D_2 определяем из граничных условий:

$$\text{при } x=0 \;\; N_x = N_0; \;\; \text{при } x=L \;\; u_x = 0. \qquad (5.63)$$

Продольное перемещение и продольное усилие соответственно в начале и конце участков трубопровода

$$u_0 = -\frac{N_0 - N_\sim}{EF\gamma} \operatorname{th} \gamma L; \qquad (5.64)$$

$$N_L = N_\sim + \frac{N_0 - N_\sim}{\operatorname{ch} \gamma L}. \qquad (5.65)$$

Для полубесконечного участка при $L\to\infty$ $\operatorname{th}\gamma L\to 1$, $\operatorname{ch}\gamma l\to\infty$. Для оценки длины участка, который можно принять за полубесконечный, используем тот же критерий. Тогда длина участка

$$L=\frac{1}{\gamma}\ln\frac{0{,}05t_{\text{пр}}}{(N_0-N_{\sim})\gamma}. \tag{5.66}$$

Полученные зависимости позволяют решить ряд практических задач, если известен начальный параметр — усилие N_0.

Экспериментальное определение распределения продольных перемещений по длине трубопровода

Для анализа различных расчетных моделей грунта при продольных перемещениях трубопровода и получения расчетных зависимостей были проведены эксперименты на длинной плети трубопровода диаметром 529 мм. Трубопровод длиной 91,7 м был уложен в грунт на глубину 1 м до верхней образующей трубы. По длине трубы через каждые 17,2—19,8 м были устроены шурфы для измерения перемещений трубы и продольных напряжений в металле. Один конец подземного трубопровода был свободен, к другому его концу с помощью двух гидравлических домкратов прикладывалось продольное усилие. На рис. 5.5 показана зависимость перемещения сечения u_0 от приложенного к этому сечению усилия S. На этом же рисунке показано предельное усилие, при котором имело место поступательное движение трубы как целого.

Для анализа влияния замены нелинейной диаграммы $\tau-u$ линеаризованной теоретические кривые построены по линейной модели ($z=1$, $c_{x0}=1{,}9$ Н/см^3) и с учетом нелинейности ($z=0{,}218$, $c_z=0{,}75$ Н/см^3). Значения этих параметров получены на основании опытов на моделях и соответствуют зависимостям $\tau_x=-c_{x0}u_x$ и $\tau_x=-c_z u_x^z$.

Продольное перемещение подземного трубопровода при действии продольного усилия S определяется по формулам:
при отсутствии участка предельного равновесия грунта, т. е. при $t_x<t_{\text{пр}}$

$$u_0=\left(\frac{S}{EF\gamma_z\sqrt{\dfrac{2}{1+z}}}\right)^{z/(1+z)}; \tag{5.67}$$

при наличии участка предельного равновесия грунта

$$\frac{S\gamma^{1/z}}{\sqrt{\dfrac{2}{1+z}}\,t_{\text{пр}}^{(z+1)/2z}(EF)^{(z-1)/2z}}\leqslant 1; \tag{5.68}$$

$$u_0=\frac{1}{EF}\left[\left(\frac{t_{\text{пр}}}{\gamma_z^2}\right)^{1/z}+Sl_{\text{пр}}-\frac{t_{\text{пр}}l_{\text{пр}}^2}{2}\right], \tag{5.69}$$

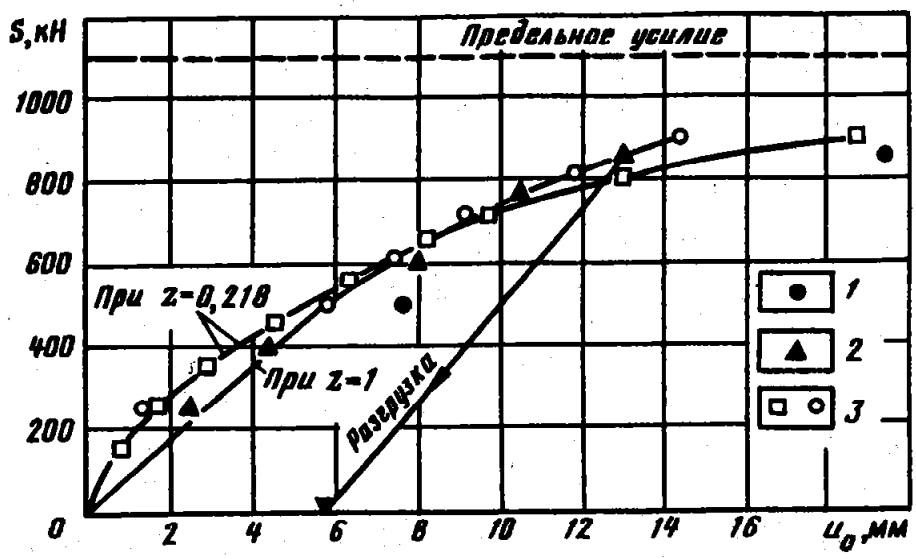


Рис. 5.5. Диаграмма «продольное перемещение нулевого сечения — усилие»: *1* — первое нагружение, *2* — второе нагружение, *3* — расчетные точки

где $l_{пр}$ — длина участка предельного равновесия грунта,

$$l_{пр}=\frac{S}{t_{пр}}-\frac{1}{\gamma_z}\sqrt{\frac{2}{1+z}\left(\frac{EF}{t_{пр}}\right)^{(z-1)/2}}. \qquad (5.70)$$

Графики зависимости продольного перемещения от продольного усилия в соответствии с формулами (5.62), (5.63) при $z=1$ и при $z=0{,}218$ приведены на рис. 5.5. Результаты эксперимента свидетельствуют о том, что полученные уравнения достаточно хорошо описывают фактическую работу трубопровода. Перемещения по длине подземного трубопровода выражаются следующими уравнениями, полученными на основании решений дифференциальных уравнений равновесия трубопровода:
при отсутствии участка предельного равновесия грунта

$$u_x=\left[u_0^{(1-z)/2}-(1-z)\gamma_z\sqrt{\frac{1}{2(1+z)}}x\right]^{2/(1-z)}; \qquad (5.71)$$

при наличии участка предельного равновесия

$$u_x=\frac{1}{EF}\left[\left(\frac{t_{пр}}{\gamma_z^2}\right)^{1/z}+S(l_{пр}-x)-\frac{t_{пр}(l_{пр}^2-x^2)}{2}\right]. \qquad (5.72)$$

На рис. 5.6 в соответствии с уравнениями (5.71) и (5.72) построены кривые, характеризующие изменение перемещения u_x по длине трубы l при различном продольном усилии S, а также приведены экспериментальные данные. Уравнения (5.71) и (5.72) достаточно хорошо согласуются с характером действительных продольных перемещений различных сечений по длине трубопровода. Фактические перемещения

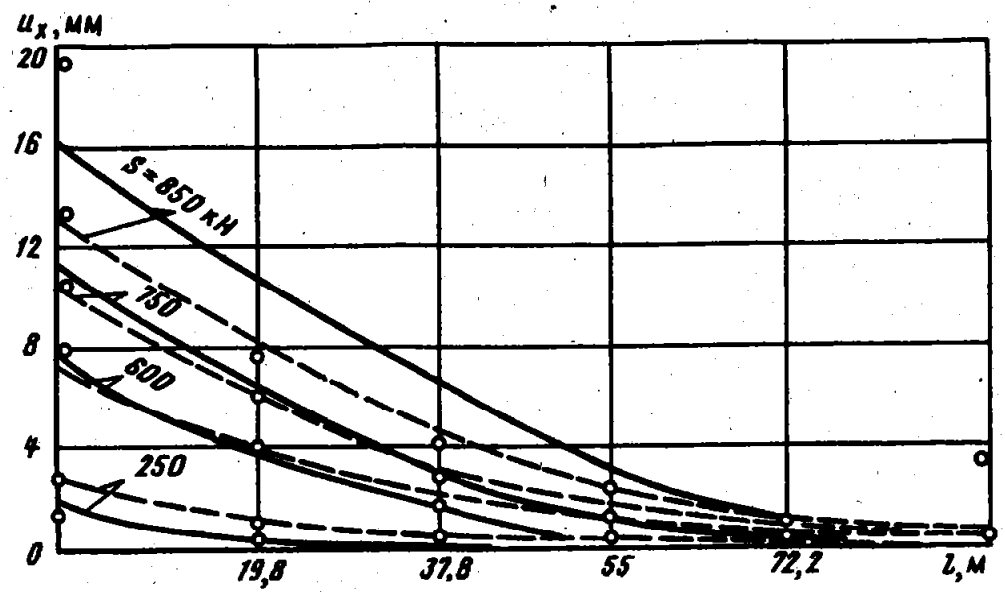


Рис. 5.6. Продольное перемещение по длине подземного трубопровода: ———— при $z=0{,}218$; — — — — — при $z=1$

трубы по длине более точно описываются уравнением, учитывающим физическую нелинейность сопротивления грунта.

Таким образом, на основании сравнения экспериментальных данных с расчетными можно сделать вывод, что учет упругопластической работы грунта с помощью обобщенного коэффициента касательного сопротивления позволяет с достаточной для практики точностью определить продольное перемещение подземного трубопровода в месте его выхода на поверхность.

Определение продольных перемещений в месте выхода подземного участка на поверхность

Для ряда конструктивных решений, применяемых при надземной прокладке трубопроводов, пренебрегая влиянием несущественных факторов, можно получить решения в замкнутом виде.

Для открытых участков, имеющих П-, Z-, Г-образные и другие компенсаторы, или надземных переходов арочного типа можно принять, что отпор этих конструкций пропорционален перемещению, а усилие от внутреннего давления равно произведению давления на площадь трубы в свету. Тогда начальный параметр — продольное усилие

$$N_0 = p\frac{\pi D_{вн}^2}{4} - \eta u_0 \simeq 0{,}5\sigma_{кц}F - \eta u_0, \qquad (5.73)$$

где η — жесткость конструкции, т. е. усилие, вызывающее единичное перемещение ее конца.

При наличии полубесконечного подземного участка из уравнений (5.55) и (5.64) можно определить продольное перемещение в месте примыкания его к открытой части трубопровода, дополнительный распор и длины подземных участков, на которых происходит перемещение:

а) при наличии участка предельного равновесия, т. е. при выполнении условия (5.74)

$$\frac{S\gamma}{t_{\text{пр}}\left(1+\frac{\eta}{EF\gamma}\right)}>1; \tag{5.74}$$

$$u_0=a\left(1-\sqrt{1-(b/a)^2}\right); \tag{5.75}$$

$$H_\Delta=A\left(1-\sqrt{1-(B/A)^2}\right); \tag{5.76}$$

$$L=\frac{3}{\gamma}+\frac{S-\eta u_0}{t_{\text{пр}}}, \tag{5.77}$$

где

$$S=(\alpha\Delta tE+0{,}2\sigma_{\text{кц}})F; \tag{5.78}$$

$$a=\frac{S}{\eta}+\frac{EFt_{\text{пр}}}{\eta^2};\quad b^2=\left(\frac{S}{\eta}\right)^2+\left(\frac{t_{\text{пр}}}{\gamma\eta}\right)^2; \tag{5.79}$$

$$A=\eta a;\quad B^2=\eta^2 b^2; \tag{5.80}$$

при $b/a<0{,}1$, используя правило приближенных вычислений, можно считать, что

$$u_0=\frac{b^2}{2a}, \tag{5.81}$$

$$H_\Delta=\frac{B^2}{2A}; \tag{5.82}$$

если пренебречь жесткостью примыкающей конструкции η, то, раскрывая неопределенность в (5.75), можно получить

$$u_0=\frac{1}{2EF}\left(\frac{S^2}{t_{\text{пр}}}+\frac{t_{\text{пр}}}{\gamma^2}\right); \tag{5.83}$$

как следует из (5.83), удлинение u_0 нелинейно зависит от нагрузки S_0; формула (5.83) справедлива при действии на торец продольной силы P (с заменой S_0 на P);

б) при отсутствии участка предельного равновесия грунта, т. е. при невыполнении критерия (5.74), те же величины определяют по формулам

$$u_0=\frac{S}{EF\gamma+\eta}; \tag{5.84}$$

$$H_{\Delta}=\frac{S}{1+\frac{EF\gamma}{\eta}}; \tag{5.85}$$

$$L=\frac{1}{\gamma}\ln\frac{0{,}05t_{\text{пр}}}{(S-\eta u_0)\gamma}. \tag{5.86}$$

Для конструкций различных типов, примыкающих к подземным участкам, жесткость определяют методами строительной механики, например методами сил или перемещений.

Для практических расчетов систем с компенсаторами жесткость компенсаторов можно определять в соответствии с нормами СНиП 2.05.06—85:

$$\eta_{\text{к}}=EI/\delta_{\text{к}}. \tag{5.87}$$

Параметр $\delta_{\text{к}}$ определяется следующими формулами:
для Г-образного компенсатора

$$\delta_{\text{к}}=l_{\text{к}}^3/3; \tag{5.88}$$

для П-образного компенсатора

$$\delta_{\text{к}}=\frac{1}{k}(\pi\rho_{\text{к}}l_{\text{к}}^2-2{,}28\rho_{\text{к}}^2l_{\text{к}}+1{,}4\rho_{\text{к}}^3)+0{,}67l_{\text{к}}^3+l_{\text{п}}l_{\text{к}}^2-$$
$$-4\rho_{\text{к}}l_{\text{к}}^2+2\rho_{\text{к}}^2l_{\text{к}}-1{,}33\rho_{\text{к}}^3; \tag{5.89}$$

для Z-образного компенсатора

$$\delta_{\text{к}}=\frac{1}{k}(\pi\rho_{\text{к}}l_{\text{к}}^2-2{,}28\rho_{\text{к}}^2l_{\text{к}}+1{,}4\rho_{\text{к}}^3)+0{,}67l_{\text{к}}^3-$$
$$-2\rho_{\text{к}}l_{\text{к}}^2+2\rho_{\text{к}}^2l_{\text{к}}-1{,}33\rho_{\text{к}}^3. \tag{5.90}$$

В формулах (5.88)—(5.90) приняты следующие обозначения k— коэффициент уменьшения жесткости отвода; ρ—радиус изгиба оси отвода; $l_{\text{к}}$—вылет компенсатора; $l_{\text{п}}$—ширина полки компенсатора.

Так как параметры открытых компенсаторов являются функцией их компенсирующей способности, то эти параметры подбираются методом последовательных приближений. Вначале принимают жесткость компенсатора $\eta=0$ и определяют продольные перемещения по формулам (5.83) или (5.84). Определив параметры компенсатора, исходя из компенсации вычисленных продольных перемещений подземной и открытой части трубопровода, находят его жесткость. Далее по формулам (5.75) или (5.84) определяют уточненное значение перемещений, по которым вновь уточняют параметры компенсатора. Обычно двух приближений бывает достаточно, чтобы определить расчетные параметры компенсатора.

Определение расстояний между компенсирующими устройствами

Как известно и подтверждается приведенным решением (5.56), продольное усилие (положительное при растяжении) в стенках трубы в защемленной части трубопровода

$$N_{\sim}=(-\alpha\Delta tE+\mu\sigma_{\text{кц}})F. \tag{5.91}$$

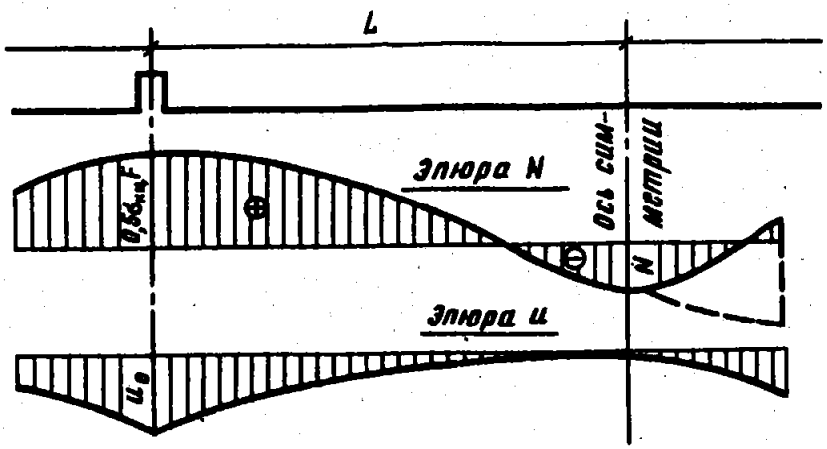


Рис. 5.7. Эпюры продольных усилий и перемещений при подземной прокладке с компенсаторами

При значительном положительном температурном перепаде продольное осевое усилие может быть сжимающим (знак минус), что, учитывая двухосное напряженное состояние трубопровода, может привести к исчерпанию предельного состояния. Кроме того, существенно увеличивается и эквивалентное осевое сжимающее усилие, вызывающее потерю устойчивости подземного трубопровода. Это усилие определяется по формуле

$$S_{\sim}=pF_{\text{св}}-N_{\sim}\simeq(\alpha\Delta tE+0{,}2\sigma_{\text{кц}})F, \qquad (5.92)$$

где F — площадь сечения трубы в свету.

При наличии компенсаторов по длине трубопровода происходит уменьшение продольного усилия.

На основании решения (5.43) и (5.45), считая, что $N_0=0{,}5\sigma_{\text{кц}}F$ (при наличии компенсаторов), и пренебрегая отпором компенсатора, построим эпюру продольных усилий по длине трубопровода (рис. 5.7).

За ось симметрии на рис. 5.7 принимается середина между двумя соседними компенсаторами, пунктиром показано распределение продольного усилия при полубесконечном участке трубопровода. Обозначим допускаемое из условия прочности или устойчивости усилие на расстоянии L от компенсатора через $[N]$ и определим искомое расстояние.

Приняв в формуле (5.52) или (5.65) $N_L=N_{\sim}$ из нелинейного уравнения определим искомую величину L. Уравнение (5.52) или (5.65) можно решить методом последовательных приближений с помощью простейшей программы на ЭВМ, составленной по следующей блок-схеме. Задаемся длиной L, равной половине расстояния между компенсаторами, величину N_0, пренебрегая отпором компенсатора, принимаем равной

$$N_0=0{,}5\sigma_{\text{кц}}F.$$

По формулам (5.49) определяем безразмерные параметры $\bar{L}$ и $\bar{N}$, далее проверяем критерий (5.59). Здесь последующее решение разветвляется. Если условие (5.59) выполняется, то, решая нелинейное уравнение (5.48), определяем длину участка предельного равновесия грунта $l_{пр}$, далее по формулам (5.47) определяем произвольные постоянные, затем по (5.52) — усилие в сечении трубопровода посередине между компенсаторами. Если это усилие отличается от допускаемого $[N]$ более чем на 5—10%, то, принимая новое значение L, расчет повторяют. Если условие (5.59) не выполняется, то усилие определяется по формуле (5.65). После итераций по формуле (5.51) или (5.64) вычисляют искомое перемещение, по которому подбираются параметры компенсатора.

Несколько усложнив программу, можно весь расчет выполнить на ЭВМ, учитывая при этом и жесткость компенсатора. В этом случае нужно дополнить программу вычислением параметров компенсатора и его жесткости. Определив жесткость компенсатора по перемещениям, находят его отпор, а следовательно, получают и более точное значение N_0. В качестве критерия сходимости здесь можно принять условие близости двух значений N_0, определяемых в двух последующих этапах вычисления. Можно предложить приближенную методику определения расстояния между компенсаторами (в нашем случае определение $2L$), основанную на ряде допущений. Даже при наличии программы расчета на ЭВМ эта методика позволит задаваться значением L на первом приближении.

Вначале считаем, что грунт на всем участке работает в упругой стадии, тогда из (5.65), принимая $N_L=[N]$, определяем длину L. По критерию (5.59) проверяем справедливость нашей гипотезы. Если условие (5.59) не выполняется, то определенная по (5.65) длина является искомой. Если же условие (5.59) выполняется, то на рассматриваемой длине имеется участок предельного равновесия грунта. Если принять, что влиянием упругой работы грунта можно пренебречь, то

$$L=\frac{0{,}5\sigma_{кц}F-[N]}{t_{пр}}. \tag{5.93}$$

Продольное перемещение подземного участка трубопровода в месте примыкания к компенсатору

$$u_0=\left(\alpha\Delta t+\frac{0{,}2\sigma_{кц}}{E}\right)L-\frac{t_{пр}L^2}{2}. \tag{5.94}$$

Отметим, что при определении расстояния между компенсаторами коэффициенты перегрузки для грунта следует принимать более единицы, а при определении перемещения — менее единицы. Это связано с необходимостью в обоих случаях вести расчеты в запас прочности.

Определение продольного перемещения в месте сопряжения двух участков трубопровода с различными температурным перепадом и внутренним давлением

В местах расположения компрессорных станций со стороны входа и выхода продукта давление p и температура Δt на двух участках трубопровода длиной L_1 и L_2 могут быть различными (рис. 5.8, *а*). Кроме того, при строительстве лупингов, чтобы уменьшить перемещение в месте соединения его с основной ниткой трубопровода при помощи перемычки, вместо устройства упора укладывают некоторый участок трубы длиной $L_я$, который служит «якорем», уменьшающим перемещение (рис. 5.8, *б*). Закрепление такого типа является более рациональным, чем устройство специального бетонного упора, так как трубопровод-якорь в дальнейшем используется в случае преобразования лупинга во вторую магистраль. В связи с этим возникает необходимость определения перемещения в месте стыка двух участков трубопровода, а при устройстве трубопровода-якоря — необходимость определения его минимальной длины, обеспечивающей минимальное перемещение.

Рассматриваем случай, когда физико-механические характеристики грунта и геометрические параметры трубы одинаковы для обоих участков, а длины участков таковы, что их можно принимать полубесконечными. Решение будем искать как для статически неопределимой системы методом сил, используя ранее полученные решения для полубесконечных участков.

Разрежем рассматриваемый участок трубопровода в месте стыка, по обоим концам установим заглушки и приложим к ним неизвестное усилие X. Его величину определим из условия неразрывности перемещений

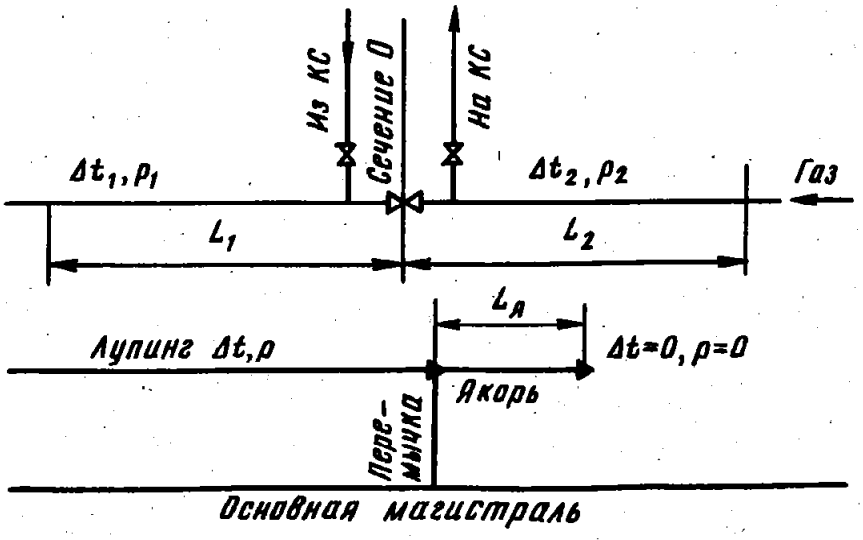


Рис. 5.8. Схемы участков с различными воздействиями

$$u_{01}+u_{02}=0, \tag{5.95}$$

где u_{01} — перемещение сечения 0, как свободного конца первого (левого) участка при воздействии температуры, давления и усилия X; u_{02} — то же, для второго (правого) участка.

Как и ранее рассматриваем два случая работы грунта на этих участках.

При отсутствии участка предельного равновесия грунта перемещения определяют по формулам

$$u_{01}=-\frac{X-(\alpha\Delta t_1 E+0{,}2\sigma_{\text{кц}1})F}{EF\gamma}; \tag{5.96}$$

$$u_{02}=-\frac{X-(\alpha\Delta t_2 E+0{,}2\sigma_{\text{кц}2})F}{EF\gamma}. \tag{5.97}$$

Подставляя (5.96) и (5.97) в (5.90), получаем искомое усилие

$$X=\left[\alpha E\frac{\Delta t_1+\Delta t_2}{2}+0{,}1(\sigma_{\text{кц}1}+\sigma_{\text{кц}2})\right]F. \tag{5.98}$$

Подставляя (5.98) в (5.96) или (5.97), получаем искомое перемещение

$$u=\alpha\frac{\Delta t_1-\Delta t_2}{2\gamma}+\frac{0{,}1(\sigma_{\text{кц}1}-\sigma_{\text{кц}2})}{E\gamma}. \tag{5.99}$$

Критерием отсутствия участка предельного равновесия является условие

$$\left|\frac{u_0 EF\gamma^2}{t_{\text{пр}}}\right|\leqslant 1. \tag{5.100}$$

Выполнив вычисления по формуле (5.99), проверяют критерий (5.100). Если критерий выполняется, то полученное значение — искомое перемещение.

Длину участка, на котором происходит перемещение, определяют из выражения (5.65), используя зависимости (5.98), (5.99),

$$L=\frac{1}{\gamma}\ln\frac{0{,}05t_{\text{пр}}}{\gamma^2 EFu_0}. \tag{5.101}$$

Если критерий (5.100) не выполняется, то расчет необходимо выполнить по формулам, учитывающим наличие участка предельного равновесия грунта. Эти формулы получаем аналогично предыдущим, используя решение (5.55).

Неизвестное усилие X определяем по формуле (5.98), а продольное перемещение в месте стыка обоих участков и длины участков, на которых происходит перемещение трубопровода, по формулам

$$u_0=\frac{1}{2EF}\left[\frac{t_{\text{пр}}}{\gamma^2}+\frac{(S_1-S_2)^2}{4t_{\text{пр}}}\right]; \tag{5.102}$$

$$L=\frac{3}{\gamma}+\frac{\frac{S_1-S_2}{2}-\frac{t_{пр}}{\gamma}}{t_{пр}}; \qquad (5.103)$$

где

$$S_1=(\alpha\Delta t_1 E+0{,}2\sigma_{кц\,1})F;$$
$$S_2=(\alpha\Delta t_2 E+0{,}2\sigma_{кц\,2})F. \qquad (5.104)$$

Причем условно принято, что $S_1 \geqslant S_2$, а принятое минимальное перемещение на длине L составляет 1% от перемещения нулевого сечения.

Определение поворота трубопровода при действии крутящего момента

Рассмотрим подземный участок трубопровода диаметром $D_н$, имеющим жесткость при кручении GI_p, нагруженный на свободном конце крутящим моментом $M_{кр(0)}$. Зависимость интенсивности касательных сил сопротивления τ от угла поворота φ примем как и ранее в виде диаграммы типа Прандтля.

При малых значениях угловых перемещений интенсивность касательных сил сопротивления пропорциональна углу закручивания. Начиная с определенного угла закручивания $(\varphi > 2\tau_{пр}/(k_\varphi D_н))$, интенсивность касательных сил сопротивления остается постоянной и не зависит от угла закручивания.

Дифференциальные уравнения равновесия соответственно для участка линейной зависимости интенсивности сопротивления от угла закручивания и для участка предельного равновесия l_1 имеют вид

$$d^2M_{кр(x)}/dx^2-\omega^2M_{кр(x)}=0; \qquad (5.105)$$

$$d^2M_{кр(x)}/dx^2+\pi D_н^2\tau_{пр}/2=0, \qquad (5.106)$$

где

$$\omega^2=k_\varphi\pi D_н^3/(4GI_p). \qquad (5.107)$$

Уравнение, связывающее угол закручивания с крутящим моментом:

$$d\varphi_x/dx=-M_{кр(x)}/(GI_p). \qquad (5.108)$$

Как видно из структуры уравнений (5.105)—(5.108), они полностью идентичны уравнениям, записанным ранее при решении задачи о продольных перемещениях подземного трубопровода. В связи с этим приведем здесь только окончательные результаты в виде, полученном В. А. Молодецким.

В зависимости от крутящего момента и относительной жесткости при кручении подземного трубопровода возможно отсутствие участка предельного равновесия (рис. 5.9). В этом случае крутящий момент

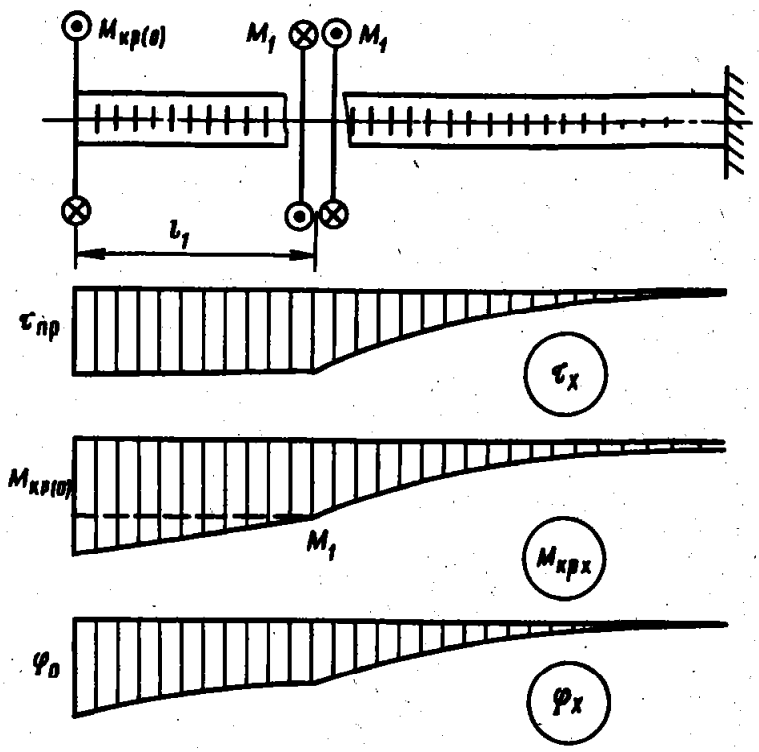


Рис. 5.9. Эпюры τ_x; $M_{кр x}\varphi_x$ при кручении подземной трубы

и угол закручивания в произвольном сечении x от начала координат определяют по формулам

$$M_{кр(x)} = M_{кр(0)} \operatorname{ch} \omega x (1 - \operatorname{th} \omega l \operatorname{th} \omega x); \tag{5.109}$$

$$\varphi(x) = (1/\omega G I_p) M_{кр(0)} \operatorname{ch} \omega x (\operatorname{th} \omega l - \operatorname{th} \omega x). \tag{5.110}$$

На свободном конце трубы (при $x=0$) угол закручивания

$$\varphi_0 = \frac{1}{\omega G I_p} M_{кр(0)} \operatorname{th} \omega l, \tag{5.111}$$

а в конце трубопровода крутящий момент

$$M_{кр(l)} = M_{кр(0)} \operatorname{ch} \omega l (1 - \operatorname{th}^2 \omega l). \tag{5.112}$$

В случае полубесконечного участка, т. е. при $l \to \infty$

$$M_{кр(x)} = M_{кр(0)} e^{-\omega x}; \tag{5.113}$$

$$\varphi_{(x)} = \frac{1}{\omega G I_p} M_{кр(0)} e^{-\omega x}; \tag{5.114}$$

$$\varphi_{(0)} = M_{кр(0)} / (\omega G I_p). \tag{5.115}$$

Для практических расчетов участок трубопровода можно принять полубесконечным, если $l \geqslant 3{,}5/\omega$.

Критериям отсутствия участка предельного равновесия для участка конечной длины и полубесконечного участка будут соответствовать зависимости

$$M_{кр(0)} \leqslant (m_{пр} \operatorname{cth} \omega l)/\omega, \quad M_{кр(0)} \leqslant m_{пр}/\omega, \tag{5.116}$$

где $m_{пр}$ — интенсивность предельного момента сопротивления грунта закручиванию трубы, $m_{пр}=\pi D_н^2\tau_{пр}/2$.

При невыполнении указанных критериев по длине трубопровода имеется участок предельного равновесия. Длина участка предельного равновесия l_1 определяется из решения трансцендентного уравнения относительно $\bar{l}_1$

$$\operatorname{cth}\bar{l}_1-\bar{l}_1=\bar{M}_{кр(0)}-\omega l, \tag{5.117}$$

где

$$\bar{l}_1=\omega(l-l_1),\quad \bar{M}_{кр(0)}=M_{кр(0)}\omega/m_{пр}. \tag{5.118}$$

Для участка трубопровода полубесконечной длины длина участка предельного равновесия

$$l_1=(\bar{M}_{кр(0)}-1)/\omega. \tag{5.119}$$

Крутящий момент и угол закручивания в произвольном сечении для случая наличия участка предельного равновесия ($l_1>0$) определяют по длине этого участка по формулам

$$M_{кр(x)}=M_{кр(0)}-m_{пр}x; \tag{5.120}$$

$$\varphi_x=\frac{1}{GI_p}\left(\frac{m_{пр}}{\omega}+\frac{M_{кр(0)}-m_{пр}x+M_1}{2}\right), \tag{5.121}$$

где M_1 — предельный крутящий момент

$$M_1=m_{пр}/[\omega\operatorname{th}\omega(l-l_1)]. \tag{5.122}$$

При $l\to\infty$ выражение (5.122) записывается в виде

$$M_1=m_{пр}/\omega. \tag{5.123}$$

На участке упругой работы грунта крутящий момент в произвольном сечении и угол закручивания определяют по формулам (5.109) и (5.110) с заменой величины $M_{кр}$, l и x на M_1, $(l-l_1)$ и $(x-l_1)$ соответственно. Характер изменения величин $M_{кр(x)}$ и $\varphi_{(x)}$ приведен на рис. 5.9.

Угол закручивания на свободном конце для случая наличия участка предельного равновесия для участка трубопровода конечной длины и полубесконечного определяется соответственно по формулам

$$\varphi_0=\frac{m_{пр}}{2GI_p\omega^2}\left[2+\omega l_1(\operatorname{cth}\bar{l}_1+\bar{M}_{кр(0)})\right]; \tag{5.124}$$

$$\varphi_0=\frac{m_{пр}}{2GI_p\omega^2}(\bar{M}_{кр(0)}+1). \tag{5.125}$$

Полученные решения можно использовать при расчете трубопроводов комбинированного проложения — при сочетании подземной прокладки и надземных переходов с компенсаторами сложной конфигурации.

ГЛАВА 6

ПРОДОЛЬНАЯ УСТОЙЧИВОСТЬ ЗАГЛУБЛЕННЫХ ТРУБОПРОВОДОВ ПРИ ДЕЙСТВИИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОГО ТЕМПЕРАТУРНОГО ПЕРЕПАДА И ВНУТРЕННЕГО ДАВЛЕНИЯ

Определение критического усилия для трубопровода, имеющего начальный изгиб

При действии положительного температурного перепада и внутреннего давления в сечении трубопровода возникает продольное осевое сжимающее усилие, которое может привести к выпучиванию подземного трубопровода. Поэтому при расчете трубопроводов больших диаметров необходимо определять их конструктивные параметры (конфигурацию оси трубопровода, балластировку трубопровода, его глубину заложения) из условия обеспечения продольной устойчивости.

Рассмотрим заглубленный трубопровод под действием эквивалентного сжимающего усилия, вызванных повышением температуры и внутреннего давления.

Если исследовать устойчивость в соответствии с расчетной схемой, предполагающей, что для прямолинейной формы возмущения сколь угодно малы, то подземный трубопровод можно рассматривать как стержень в линейно-упругой среде, т. е. считать сопротивление грунта пропорциональным перемещению.

Как известно, уравнение равновесия прямолинейного сжатого стержня в линейно-упругой среде имеет вид

$$EI\frac{d^4v}{dx^4}+S\frac{d^2v}{dx^2}+kv=0, \qquad (6.1)$$

где EI — изгибная жесткость трубы; v — перемещения сечения x; S — эквивалентное продольное сжимающее усилие; k — коэффициент пропорциональности, равный произведению обобщенного коэффициента нормального сопротивления грунта c_{yo} на эффективный размер сечения стержня, принимаемый равным наружному диаметру трубы.

Проведенные экспериментальные исследования устойчивости трубопроводов показывают, что искривления фактически прямолинейного трубопровода действительно происходят при параметрах, определяемых из решения уравнения (6.1). Однако результаты расчета в соответствии с уравнением (6.1) даже при заниженных значениях коэффициента постели приводят (почти для всех условий эксплуатации) к выводу о значительном запасе устойчивости подземных трубопроводов. В то же время, как показывает опыт эксплуатации трубопроводов, имеются случаи выпучивания отдельных заглубленных участков. Кажущееся противоречие между результатами экспериментов

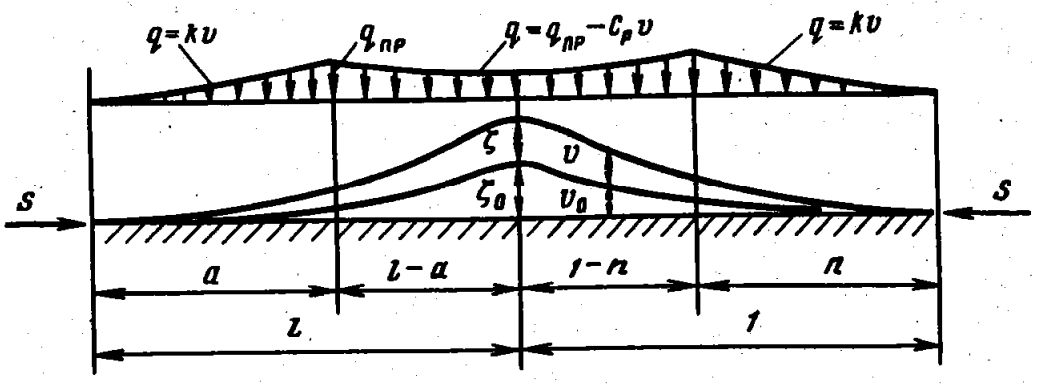


Рис. 6.1. Расчетная модель подземного трубопровода при анализе его продольной устойчивости

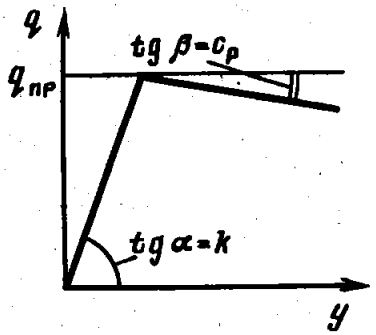


Рис. 6.2. Расчетная модель грунта при поперечных вертикальных (вверх) перемещениях трубы

и опытом эксплуатации связано с неучетом начального искривления трубопровода и фактического сопротивления грунта. Я. М. Ясин и В. И. Черникин исследовали устойчивость трубопровода при больших перемещениях. Как показал анализ, в ряде случаев нижнее критическое усилие не является определяющим для подземного трубопровода. Кроме того, принятая авторами жесткопластическая модель грунта достаточно условна, так как не учитывает зависимости сопротивления грунта от перемещений, которые могут быть значительными.

Для анализа продольной устойчивости трубопровода с начальным искривлением (рис. 6.1) необходимо принять модель грунта, учитывающую изменчивость и ограниченность (по значению) сопротивления грунта поперечным перемещениям трубопровода. Для получения решения об устойчивости трубопровода, имеющего начальные искривления в вертикальной плоскости выпуклостью вверх, принимаем билинейную модель грунта (рис. 6.2), характеризующуюся тем, что вначале с ростом перемещений сопротивление грунта возрастает, достигая «предельного», затем при продолжающемся перемещении уменьшается. Угол наклона нисходящей ветви характеризует разрушение грунта засыпки и уменьшения слоя грунта над трубой при вертикальных перемещениях в вертикальной плоскости.

Аналитическую зависимость сопротивления грунта поперечным перемещениям трубы (см. рис. 6.2) можно выразить в виде:

$$q = kv \quad \text{при} \quad 0 < v \leqslant q_{\text{пр}}/k; \tag{6.2}$$

$$q = q_{\text{пр}}(1 + c_{\text{р}}/k) - c_{\text{р}}v \quad \text{при} \quad q_{\text{пр}}/k < v < H, \tag{6.3}$$

где $q_{пр}$ — предельное сопротивление поперечным перемещениям трубы вверх; $c_р$ — коэффициент разгрузки; H — глубина заложения (от верха засыпки до низа трубы).

Одним из наиболее распространенных методов решения подобных нелинейных задач является энергетический метод, основанный на анализе полной энергии системы, в данном случае системы трубопровод — грунт. При использовании этого метода задаются формой волны выпучивания, а ее характеристики определяются из условия минимума энергии по параметрам выпученного участка. При этом принимается обычно, что формы начального изгиба и дополнительных перемещений совпадают. Поэтому представляется целесообразным исследовать влияние различных форм начального изгиба и дополнительных перемещений на поведение сжатого трубопровода. Для получения достоверного сравнения влияния различных факторов используем более точные решения, полученные на основе дифференциального уравнения равновесия. При этом, чтобы получить решение в замкнутом виде, будем рассматривать только линейную модель грунта, описываемую зависимостью (6.2).

Уравнение продольно-поперечного изгиба стержня на упругом основании имеет вид

$$EI\frac{d^4v}{dx^4}+S\frac{d^2v}{dx^2}+kv=-S\frac{dv_0}{dx_2}, \tag{6.4}$$

где S — продольное осевое сжимающее усилие в сечении трубы; k — коэффициент пропорциональности; v_0 и v — соответственно начальный и дополнительный прогибы в сечении.

Рассмотрим две формы начального прогиба трубопровода:

$$v_0=f_0 e^{-0{,}75\pi x/l}\left[\sin(0{,}75\pi x/l)+\cos(0{,}75\pi x/l)\right] \tag{6.5}$$

при $-\infty<x<+\infty$;

$$v_{0(I)}=f_0\sin^2\pi(x+l)/2l \quad \text{при} \quad -l<x<l$$

$$v_{0(II)}=0 \quad \text{при} \quad -l>x,\ x>l. \tag{6.6}$$

Здесь начало координат принято в середине кривых, имеющих стрелку начального прогиба f_0: индексы I и II обозначают соответственно два участка второй формы изгиба.

Первая форма начального прогиба по уравнению (6.5) характеризуется тем, что за «основной» волной длиной $2l$ в обе стороны от нее распространяются быстро затухающие волны с малыми амплитудами. Во второй же форме начального изгиба к волне длиной $2l$ с обеих сторон примыкают полубесконечные прямолинейные участки.

С учетом принятых форм начального прогиба (6.5) и (6.6) было найдено решение неоднородного дифференциального уравнения (6.4). Произвольные постоянные определялись из граничных условий и условий сопряжения, которые соответственно для форм (6.5) и (6.6) имеют вид:

$$\text{при } x=0 \quad dv/dx=0, \quad d^3v/dx^3=0;$$

$$\text{при } x\to\infty \quad v=0, \quad dv/dx=0; \tag{6.7}$$

$$\text{при } x=l \quad v_{\text{I}}=v_{\text{II}}, \quad dv_{\text{I}}/dx=dv_{\text{II}}/dx, \quad d^2v_{\text{I}}/dx^2=d^2v_{\text{II}}/dx^2;$$

$$\text{при } x=0 \quad dv_{\text{I}}/dx=0, \quad d^3v_{\text{I}}/dx^3=0. \tag{6.8}$$

По произвольным постоянным определили форму дополнительных перемещений трубопроводов, а исходя из известного соотношения между изгибающим моментом и перемещением $M=-EId^2v/dx^2$, получили распределение изгибающих моментов по длине.

В соответствии с изложенным алгоритмом расчета с помощью ЭВМ вычислены перемещения и изгибающие моменты для стрелки начального прогиба $\bar{f}_0=1$ при различных значениях продольного усилия $\bar{S}$ и длины волны $\bar{l}$. Решение выполнено в безразмерных параметрах: $\bar{f}_0=f_0/i$ — отношение стрелки начального прогиба к радиусу инерции сечения трубы; $\bar{S}=S/2\sqrt{EIk}$ — отношение продольного усилия к критической силе для бесконечной балки; $\bar{l}=l/\pi^4\sqrt{EI/16k}$ — отношение длины полуволны изгиба к длине полуволны, соответствующей потере устойчивости бесконечной балки.

Вычисления выполнены только для одной стрелки начального прогиба, так как все вычисленные характеристики прямо пропорциональны ее значению.

На рис. 6.3 и 6.4 приведены вычисленные безразмерные параметры максимального значения прогиба $\bar{f}=f/i$ и изгибающего момента $\bar{M}=M/2i\sqrt{EIk}$ для стрелки начального прогиба $\bar{f}_0=1$ при трех значениях продольного усилия $\bar{S}$. Решения для первой формы

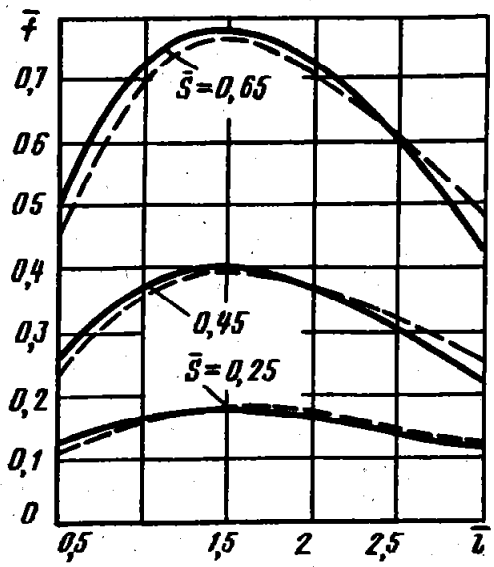


Рис. 6.3. Зависимость стрелки прогиба $\bar{f}$ от продольного усилия $\bar{S}$ и длины волны начального изгиба $\bar{l}$ (по уравнению равновесия)

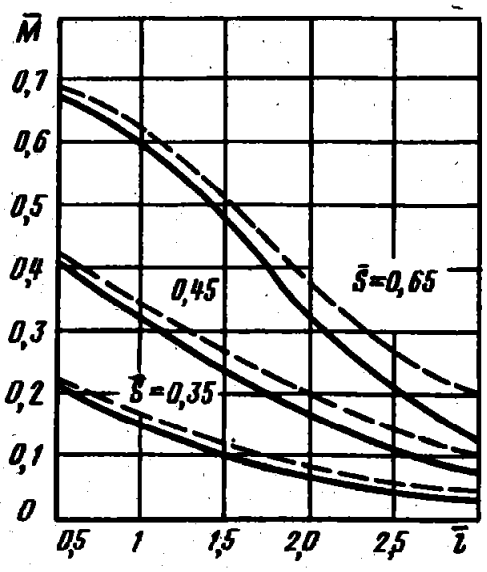


Рис. 6.4. Зависимость изгибающего момента $\bar{M}$ от продольного усилия $\bar{S}$ и длины волны начального изгиба $\bar{l}$ (по уравнению равновесия)

начального прогиба по уравнению (6.5) показаны на рисунках пунктирными линиями, для второй по уравнению (6.6) — сплошной.

Анализ результатов показал следующее: наибольшие поперечные перемещения и изгибающий момент находятся в середине кривой ($x=0$); для второй формы начального изгиба поперечные перемещения наблюдаются и на первоначально прямолинейных участках трубопровода; зависимость наибольшего перемещения от длины начальной полуволны имеет максимум; длина полуволны, соответствующая максимальному значению прогиба, не зависит от продольного усилия, а определяется соотношением жесткости трубопровода и среды (грунта); изгибающий момент, как и следовало ожидать, уменьшается с увеличением начальной длины волны; дополнительные прогибы и изгибающие моменты для обеих форм начального прогиба близки друг к другу. Это позволяет сделать вывод о том, что форма начального прогиба мало влияет на поведение подземного трубопровода при действии продольного усилия; определяющими являются амплитуда и длина волны начального прогиба.

С использованием энергетического метода также проанализировано влияние различных форм дополнительных перемещений на поведение сжатого трубопровода. В той же постановке задачи и при тех же принятых обозначениях полная энергия системы «трубопровод — грунт» при действии продольного усилия будет

$$Э=\frac{1}{2}\int_{x_1}^{x_2}\left\{EI\frac{d^2v}{dx^2}+S\left[\frac{d(v+v_0)}{dx}\right]^2-S\left(\frac{dv_0}{dx}\right)^2-kv^2\right\}dx. \qquad (6.9)$$

Принято, что длина деформируемого участка при нагружении остается постоянной, x_1, x_2 — соответственно абсциссы начала и конца этого участка. Начальную форму изгиба трубопровода принимаем, как и ранее, по уравнениям (6.5) и (6.6). Формы дополнительных перемещений для каждого из случаев запишем в виде:

$$v_I=fe^{-0,75\pi x/l}\left[\sin(0,75\pi x/l)+\cos(0,75\pi x/l)\right];$$

$$v_2=f\sin\pi(x+l)/2l;$$

$$v_3=f\sin^2\pi(x+l)/2l;$$

$$v_4=f\sin^3\pi(x+l)/2l. \qquad (6.10)$$

Вычисляем энергию системы в соответствии с выражением (6.9) при формах дополнительных перемещений по (6.10). Далее, из уравнения равновесия, полученного из условия равенства первой вариации полной энергии нулю ($\partial Э/\partial f=0$), будем иметь зависимость между стрелкой дополнительного прогиба и продольным усилием

$$\bar{f}=\bar{f}_0\frac{B}{(A/\bar{S})-1}, \qquad (6.11)$$

где величины A и B вычисляются следующим образом:

$$A_1=\frac{2{,}24}{\bar{l}^2}+\frac{\bar{l}^2}{3};\qquad B_1=1;$$

$$A_2=\frac{1}{2\bar{l}^2}+\frac{\bar{l}^2}{2};\qquad B_2=0{,}775;$$

$$A_3=\frac{2}{\bar{l}^2}+0{,}375\bar{l}^2,\qquad B_3=0{,}935;$$

$$A_4=\frac{2{,}5}{\bar{l}^2}+0{,}28\bar{l}^2,\qquad B_4=0{,}845; \tag{6.12}$$

Здесь индексы при коэффициентах A и B соответствуют индексам при перемещениях v.

Максимальный изгибающий момент

$$\bar{M}=C\bar{f}/\bar{l}^2, \tag{6.13}$$

где коэффициент C, имеющий тот же индекс, что A и B, равен:

$$C_1=4{,}5/\pi,\quad C_2=0{,}5;\quad C_3=1;\quad C_4=1{,}5.$$

Аналогичным образом вычислены максимальные дополнительные перемещения и моменты для формы начального прогиба по формуле (6.5), а дополнительно по формуле (6.7).

Полученные результаты для различных форм начального и дополнительного прогибов при параметре продольного усилия $\bar{S}=0{,}45$ и стрелке начального прогиба $\bar{f}_0=1$ приведены на рис. 6.5 и 6.6. Сплошными линиями, как и ранее, показаны результаты, полученные при начальной форме прогибов по выражению (6.6), пунктирными — по выражению (6.5). Цифровые индексы кривых соответствуют различным формам дополнительных перемещений по формулам (6.10). Приведенные кривые подтверждают предыдущий вывод о том, что форма начального изгиба незначительно влияет на прогиб и изгибающий момент, а форма дополнительных перемещений оказывает существенное влияние на эти показатели, особенно на изгибающий момент.

Для сравнения на рис. 6.5 и 6.6 построены кривые (без индексов) по результатам, полученным из решения уравнения равновесия. Из графиков следует, что все решения, основанные на энергетическом методе, дают ту же качественную зависимость прогиба и изгибающего момента от длины начальной волны, что и решение уравнения равновесия. Кривая прогибов также характеризуется наличием максимума. Значение $\bar{l}$, при котором имеет место этот максимум, не зависит от формы начального изгиба и лежит в интервале 1—1,73 в соответствии с принятой формой дополнительных перемещений. Кривая изгибающих моментов также имеет монотонный характер, а изгибающий момент уменьшается с увеличением длины волны. С количественной точки зрения наибольшее совпадение результатов в области максимальных перемещений имеет место для формы

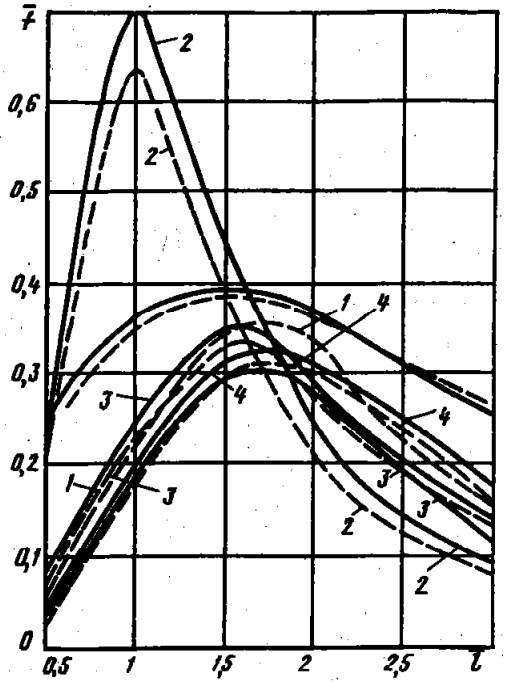


Рис. 6.5. Зависимость стрелки прогиба $\bar{f}$ от продольного усилия $\bar{S}$ и длины волны начального изгиба $\bar{l}$ (по энергетическому методу)

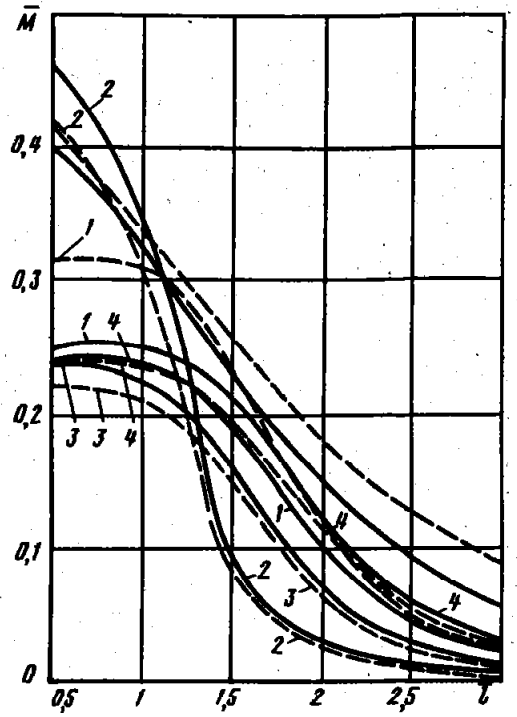


Рис. 6.6. Зависимость изгибающего момента $\bar{M}$ от продольного усилия $\bar{S}$ и длины волны начального изгиба $\bar{l}$ (по энергетическому методу)

дополнительных перемещений, описываемой четвертым уравнением (6.10). Так как форма начального прогиба мало влияет на результаты расчета, то при исследовании устойчивости трубопровода с учетом нелинейности диаграммы «сопротивление грунта — перемещение» будем считать, что начальная форма прогиба совпадает с формой выпучивания.

Определим форму волны выпучивания при малых перемещениях, рассматривая трубопровод как сжатый стержень в упругой среде. Учитывая, что жесткость грунта засыпки значительно меньше жесткости основания, и анализируя случаи выпучивания трубопроводов, можно допустить, что при перемещениях трубопровода в вертикальной плоскости образуется одна волна выпучивания, примыкающие участки остаются прямолинейными, а по концам волны угол поворота и изгибающий момент равны нулю, т. е.

$$v = dv/dx = d^2v/dx^2 = 0 \quad \text{при} \quad x = 0, L. \tag{6.14}$$

Решение уравнения (6.1) при граничных условиях (6.14) дает следующие значения критической силы и соответствующей длины волны

$$S_{кр} = \frac{10}{3}\sqrt{EIk}, \quad L_{кр} = \pi^4\sqrt{9EI/k}. \tag{6.15}$$

Определенную при этом форму волны выпучивания принимаем за начальную форму изгиба

$$v_0 = f_0 \sin^3 \pi x / L. \tag{6.16}$$

Дополнительные поперечные перемещения принимаем малыми, но конечными, и предполагаем, что они распределяются по аналогичному закону

$$v = f \sin^3 \pi x / L. \tag{6.17}$$

Иными словами, мы считаем, что форма начальной волны совпадает с формой выпучивания трубопровода в процессе деформации и что единственным наперед заданным параметром является стрелка начального прогиба.

При выпучивании подземного трубопровода сопротивление грунта вертикальным перемещениям (см. рис. 6.2) описывается в соответствии с выражением (6.2) на первом участке длиной a и выражением (6.3) на втором участке волны выпучивания длиной $l-a$ (см. рис. 6.1). В дальнейшем, так как $k \gg c_p$, отношением c_p/k пренебрегаем.

Определяем полную энергию системы «трубопровод—грунт» при поперечных перемещениях (см. рис. 6.1)

$$\Э = \frac{1}{2}\left\{EI\int_0^l \left(\frac{d^2v}{dx^2}\right)^2 dx - S_0\int_0^l \left\{\left[\frac{d(v+v_0)}{dx}\right]^2 - \left(\frac{dv_0}{dx}\right)^2\right\} dx + k\int_0^a v^2 dx + \int_a^l (q_{пр} - c_p v)\, v dx\right\}. \tag{6.18}$$

Здесь для интенсивности поперечных нагрузок принят множитель 1/2, так как эти интенсивности при переводе балки из нагруженного состояния в первоначальное обращаются в нуль, и следовательно, по природе своей должны быть отнесены к категории внутренних сил.

Подставляем в выражение (6.1) уравнения начального и дополнительного прогибов (6.16), (6.17) и после интегрирования получаем

$$\bar{\Э} = \zeta^2 - \frac{m_0}{\lambda}(\zeta^2 + 2\zeta\zeta_0) + \frac{m_y^2}{\lambda^2}\zeta^2\Phi_1(n) + \frac{160}{27\pi\lambda^2}\zeta\Phi_2(n) - \frac{m_p^2}{\lambda^2}\zeta^2\left[\frac{\pi}{4} - \Phi_1(n)\right], \tag{6.19}$$

где

$$\Phi_1(n) = \frac{\pi n}{4} - \frac{\sin \pi n}{4} - \frac{1}{3}\cos\frac{\pi n}{2}\sin^3\frac{\pi n}{2} - \frac{4}{15}\cos\frac{\pi n}{2}\sin^5\frac{\pi n}{2};$$

$$\Phi_2(n) = \cos\frac{\pi n}{2}\sin^2\frac{\pi n}{2} + 2\cos\frac{\pi n}{2}. \tag{6.20}$$

В формулах (6.19) и (6.20) введены следующие безразмерные величины:

$$\bar{Э}=\frac{256l^3}{45\pi^4 EIi^2}Э;\ \zeta_0=f_0/i;\ \zeta=f/i;\ n=a/l;$$

$m_0=S_0/N_q$ — параметр продольного усилия; $\lambda=5\pi^4 EI/(4l^2N_q)$ — параметр длины выпученного участка; $m_y=10\sqrt{EIk}/(3N_q)$ — характеристика упругой работы грунта; $m_p=10\sqrt{EIc_p}/(3N_q)$ — характеристика зоны разгрузки, где

$$N_q=\sqrt{q_{пр}iEF}. \qquad (6.21)$$

Относительная длина участка упругой работы грунта определяется из условия, что $v(x=a)=q_{пр}/k$:

$$n\pi=2\arcsin\sqrt[3]{100/9m_y^2\zeta}.$$

Условию равновесия системы соответствует равенство нулю первой вариации полной энергии. Исходя из этого, определяется зависимость между продольным усилием и перемещением:

$$m_0=\frac{\zeta}{\zeta+\zeta_0}\left\{\lambda+\frac{m_y^2}{\pi\lambda}\left[\Phi_1(n)-\frac{2}{5}\pi\zeta n'\sin^6\frac{\pi n}{2}\right]+\right.$$
$$+\frac{80}{27\pi\lambda\zeta}\left[\Phi_2(n)-\frac{3}{2}\pi n'\sin^4\frac{\pi n}{2}\right]-$$
$$\left.-\frac{m_p^2}{\pi\lambda}\left[\frac{\pi}{4}-\Phi_1(n)-\frac{2}{5}\pi\zeta n'\sin^6\frac{\pi n}{2}\right]\right\}, \qquad (6.22)$$

где

$$n'=-\frac{2}{3\pi\zeta\sqrt{(9m_y^2\zeta/100)^{2/3}-1}}. \qquad (6.23)$$

Длина волны выпучивания, соответствующая минимальному значению продольного усилия, определяется из условия $\partial m_0/\partial\lambda=0$:

$$\lambda^2=\frac{m_y^2}{\pi}\left[\Phi_1(n)+\frac{2}{5}\pi\zeta n'\sin^6\frac{\pi n}{2}\right]+$$
$$+\frac{80}{27\pi}\left[\frac{1}{\zeta}\Phi_2(n)-\frac{3}{2}\pi n'\sin^3\frac{\pi n}{2}\right]-$$
$$-\frac{m_p^2}{\pi}\left[\frac{\pi}{4}-\Phi_1(n)-\frac{2}{5}\pi\zeta n'\sin^6\frac{\pi n}{2}\right]. \qquad (6.24)$$

Построим диаграмму зависимости полного прогиба от продольного усилия в соответствии с выражением (6.22). Несколько кривых равновесных состояний при различных стрелках начального прогиба ζ_0 и характеристиках грунта приведены на рис. 6.7 (программирование

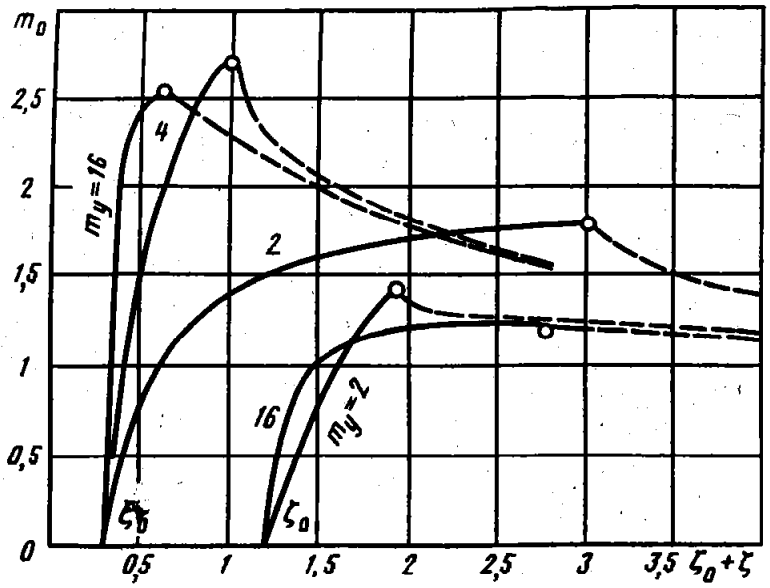


Рис. 6.7. Диаграмма «полный прогиб — продольное усилие» с учетом упругой и упругопластической работы грунта

и расчет на ЭВМ выполнены инж. М. И. Куниным). Следуя классификации, предложенной Я. Г. Пановко, имеем потерю устойчивости второго рода, которая характеризуется неизменностью (в качественном отношении) конфигурации системы в процессе ее постепенного нагружения, существованием максимума нагрузки (критический силы второго ряда) и отсутствием разветвления форм устойчивого равновесия.

Нетрудно показать, что часть (где $\partial m_0/\partial\zeta>0$) кривой равновесных состояний (на рис. 6.7 — сплошная линия) является устойчивой. Исследуя полную энергию системы (6.19), получаем, что для этой части кривой вторая вариация полной энергии положительная, для правой (на рис. 6.7 — пунктирная линия) — отрицательная, точке соединения соответствует нулевое значение.

На рис. 6.8 приведены подсчитанные значения продольного критического усилия в зависимости от параметра, характеризующего упругую работу грунта. Значение $m_{кр}$ соответствует экстремальному значению m_0, определяемому выражениями (6.22), т. е. точке соединения ветвей (см. рис. 6.7). Как следует из графика (см. рис. 6.8), при малых начальных стрелках прогиба ζ_0 параметр упругой работы грунта m_y имеет значительное влияние на критическое усилие, что соответствует результатам экспериментов П. П. Бородавкина и Л. И. Быкова. Если считать, что на всем участке выпучивания грунт работает только в упругой стадии, т. е. принять $n=1$, то критическая сила, как это следует из выражения (6.22), будет $m_{кр}=m_y$, что совпадает с решением (6.15). При этом кривая равновесных состояний имеет асимптоту $m_0=m_{кр}$ и аналитическое выражение этой кривой принимает вид

$$\zeta=\frac{\zeta_0}{(m_{кр}/m_0)-1}. \qquad (6.25)$$

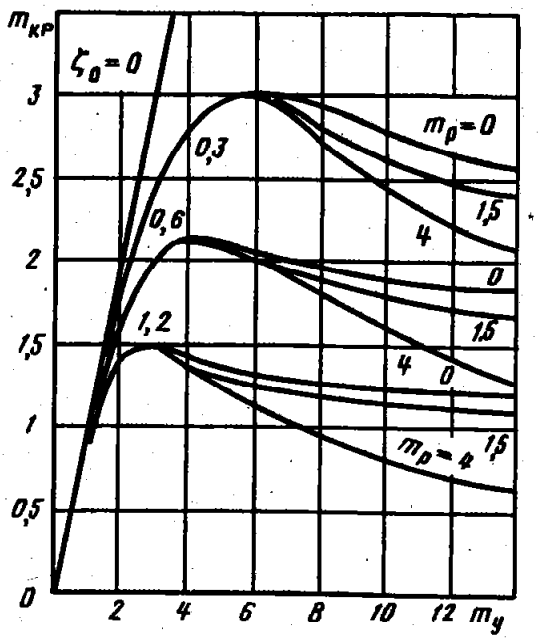


Рис. 6.8. Зависимость параметра продольного критического усилия от параметра упругой работы грунта при различных значениях начального прогиба

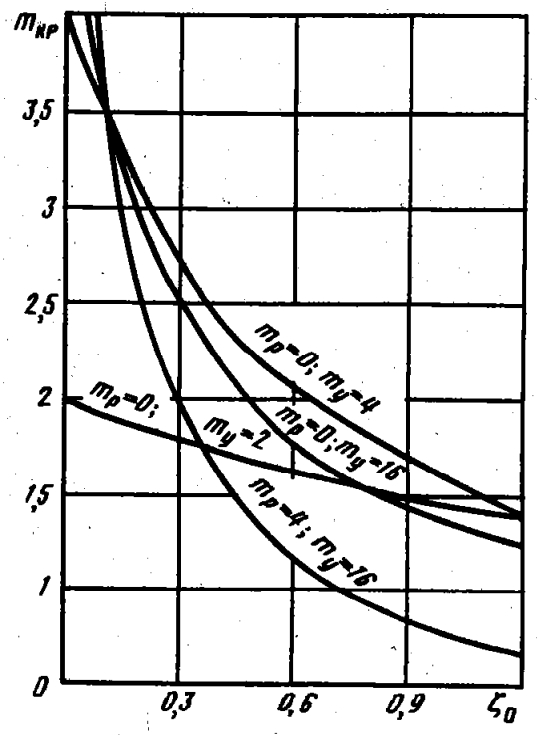


Рис. 6.9. Диаграмма «критическое продольное усилие — начальный прогиб»

При больших значениях начального прогиба и параметра m_y влияние упругой зоны работы грунта на продольное критическое усилие незначительно (см. рис. 6.8), однако при этом сказывается влияние зоны разгрузки. Если пренебречь влиянием упругой работы грунта, т. е. считать $n=0$, то из (6.22) можно получить решение в замкнутом виде

$$m_{кр}=\sqrt{\frac{160}{27\pi\zeta_0}\frac{1}{1+\dfrac{27\pi\zeta_0}{640}m_p^2}}. \qquad (6.26)$$

Минимальная длина волны и стрелка выпучивания, соответствующие потере устойчивости, определяются по формулам

$$\lambda_{кр}^2=\frac{160}{27\pi\zeta_0}+\frac{m_p^2}{4}; \qquad (6.27)$$

$$\zeta_{кр}=\frac{1}{1/\zeta_0+27\pi m_p^2/320}. \qquad (6.28)$$

График рис. 6.9 показывает, что начальный изгиб, определяемый в данном случае начальной стрелкой прогиба ζ_0, снижает силу

выпучивания по сравнению с критической нагрузкой, полученной при неучете начального изгиба.

Достаточных статистических данных о начальном изгибе подземных трубопроводов в настоящее время не имеется. В практике проектирования магистральных трубопроводов первоначальная кривизна обычно определяется только радиусом изгиба. Для перехода от известных радиусов изгиба к начальной стрелке прогиба нами с помощью ЭВМ исследовалось влияние распределения начального прогиба по длине участка выпучивания на поперечные перемещения сжатого стержня в упругой среде. Анализ показал, что при практических расчетах трубопроводов на действие продольных усилий можно считать, что начальный изгиб распределен по всей длине, а его форма близка к синусоиде. Тогда зависимость между стрелкой начального прогиба и радиусом изгиба можно выразить в виде

$$\zeta_0 = 5/(\lambda_{кр}\bar{\rho}_0), \tag{6.29}$$

где $\bar{\rho}_0$ — безразмерный радиус изгиба

$$\bar{\rho}_0 = \rho_0\sqrt{q_{пр}i/(EI)}. \tag{6.30}$$

При определении и исследовании полной энергии системы продольное усилие S_0 принято постоянным по длине и независимым от длины и стрелки волны выпучивания. Продольное же усилие от нагрузки (повышения температуры и внутреннего давления) определим на основе нелинейной зависимости между усилием и перемещением, учитывая сопротивление грунта продольным перемещениям на прямолинейных участках, примыкающих к месту выпучивания.

Величина S_0 представляет собой алгебраическую сумму воздействия продукта на заглушку $P_з = pF_{св}$ ($F_{св}$ — площадь трубы в свету) и продольного усилия N_0 в стенках трубы, вызванного деформацией трубопровода под действием внутреннего давления и температуры:

$$S_0 = P_з - N_0, \tag{6.31}$$

N_0 — положительно при растяжении.

Неизвестное продольное усилие N_0, определяется из условия неразрывности перемещений

$$u_1 + u_2 = 0, \tag{6.32}$$

где u_1 и u_2 — фиктивные продольные перемещения нулевого сечения участка выпучивания и примыкающего прямолинейного участка.

Для участка выпучивания

$$u_1 = \int_0^l (du/dx)dx. \tag{6.33}$$

Деформация изгибаемого элемента связана с перемещением нелинейной зависимостью

$$\varepsilon_x=\frac{du}{dx}+\frac{1}{2}\left[\frac{d(v+v_0)}{dx}\right]^2-\frac{1}{2}\left(\frac{dv_0}{dx}\right)^2. \tag{6.34}$$

Выражение для продольной деформации имеет вид

$$\varepsilon_x=N_0/(EF)+\alpha\Delta t-\mu\sigma_{кц}/E, \tag{6.35}$$

Δt — положительно при нагревании.

Сравнивая (6.34) и (6.35) и учитывая, что для тонкостенных труб $\sigma_{кц}=2P_з/F$, получаем

$$\frac{du}{dx}=\frac{1}{EF}\left[\alpha\Delta tEF+P_з(1-2\mu)-S_0\right]-\frac{1}{2}\left[\frac{d(v+v_0)}{dx}\right]^2+\frac{1}{2}\left(\frac{dv_0}{dx}\right)^2. \tag{6.36}$$

Произведя интегрирование в соответствии с (6.33) с учетом начальной формы изгиба (6.16) и выпучивания (6.17), имеем

$$u_1=\Delta_1-\frac{l}{EF}\left[\alpha\Delta tEF-P_з(1-2\mu)-S_0\right], \tag{6.37}$$

где

$$\Delta_1=\frac{9}{128l}(f^2+2ff_0). \tag{6.38}$$

Продольное перемещение прямолинейного трубопровода, примыкающего к участку выпучивания, определяется в соответствии с решением гл. 4. Используем условие неразрывности (6.32), получаем уравнения для определения продольного усилия в зависимости от нагрузки:

при отсутствии участка предельного равновесия грунта при предельных перемещениях

$$m_{p,t}=m_0+\frac{\Delta_1}{1+1/(\gamma l)}; \tag{6.39}$$

при наличии участка предельного равновесия грунта

$$m_{p,t}=m_0+\varkappa\left[\sqrt{1+\frac{2\bar{\Delta}_1}{\varkappa}-\frac{1}{\gamma^2l^2}}-1\right]. \tag{6.40}$$

Критерием отсутствия участка предельного равновесия грунта при продольных перемещениях является условие

$$\frac{\gamma l}{\varkappa}(m_{p,t}-m_0)<1. \tag{6.41}$$

Здесь приняты следующие обозначения: $m_{p,t}=[\alpha\Delta tEF+P_з(1-2\mu)]/N_q$ — параметр нагрузки; $\varkappa=t_{пр}l/N_q$ — характеристика работы грунта участ-

ка предельного равновесия при продольных перемещениях; $\bar{\Delta}_1=\frac{9}{160}\lambda^2(\zeta^2+2\zeta\zeta_0)$ — безразмерное удлинение участка выпучивания.

Проанализируем влияние начального прогиба и примыкающих к месту выпучивания прямолинейных участков на продольное усилие, вызванное изменением температуры и давления, рассматривая трубопровод как стержень в упругой среде, сопротивление которой вертикальным перемещениям — величина неограниченная. Тогда с учетом (6.25) находим

$$\bar{\Delta}_1=\frac{9}{320}\zeta_0^2 m_{кр}\left[\frac{1}{(1-m_0/m_{кр})^2}-1\right]. \qquad (6.42)$$

Уравнение (6.39) является нелинейным относительно m_0, так как величина $\bar{\Delta}_1$, определяемая в этом случае по (6.42), есть функция m_0.

Уравнение (6.39) можно решить графически. На рис. 6.10 приведены графики, построенные в соответствии с уравнением (6.39) и с учетом (6.42). Как следует из графика, для прямолинейного трубопровода ($\zeta_0=0$) или в общем случае при отсутствии сопротивления грунта продольным перемещениям трубопровода ($\gamma l=0$) $m_0=m_{p,t}$.

С увеличением стрелки начального прогиба параметр $m_0/m_{кр}$ уменьшается. Увеличение степени защемления трубопровода γl также вызывает уменьшение m_0, т. е. полное продольное сжимающее усилие изменяется от $S_0=\alpha\Delta tEF+P_з(1-2\mu)$ при $\zeta_0=0$ до $S_0=0$ при $\zeta_0\to\infty$, а продольные осевые напряжения в стенках трубы согласно (6.31) от температурного перепада изменяются от $\alpha\Delta tE$ до нуля, а от внутреннего давления — от $0{,}3\sigma_{кц}$ до $0{,}5\sigma_{кц}$.

Уравнения (6.39) или (6.40) позволяют по известному значению критического продольного усилия $m_0/m_{кр}$ определить соответствующую критическую нагрузку $m_{p,t}$. В этом случае при определении $\bar{\Delta}_1$ значения волны выпучивания λ и стрелки прогиба ζ необходимо принимать равными соответственно $\lambda_{кр}$ и $\zeta_{кр}$. Так как величины $\lambda_{кр}$ и $\zeta_{кр}$ зависят только от начальной стрелки прогиба и параметров грунта, то уравнения (6.35) и (6.40) становятся линейными относительно $m_0/m_{кр}$.

Рассмотрим работу наземного трубопровода. Остановимся на потере устойчивости наземного трубопровода, уложенного в насыпи с изгибом в горизонтальной плоскости. Расчетную модель грунта здесь можно принять аналогично приведенной на рис. 6.2, однако она будет справедлива при перемещениях трубы как вправо, так и влево в горизонтальной плоскости от первоначальной оси. На рис. 6.11 приведены зависимости параметра критического усилия $m_{кр}$ от относительной стрелки начального прогиба ζ_0 при различных формах потери устойчивости. Графики построены для параметров $m_y=4$ и $m_p=1$. Сплошными линиями показаны результаты, соответствующие потере устойчивости, происходящей по форме дополнительных перемещений, отвечающей синусоиде первой степени ($n_{доп}=1$), пунктирными — синусоиде третьей степени ($n_{доп}=3$). Каждая из трех

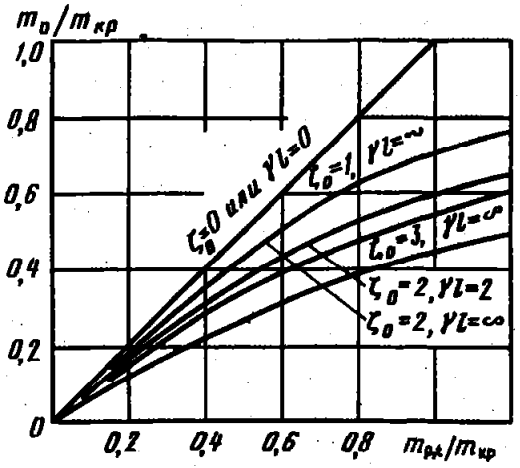


Рис. 6.10. Зависимость продольного усилия от стрелки начального прогиба

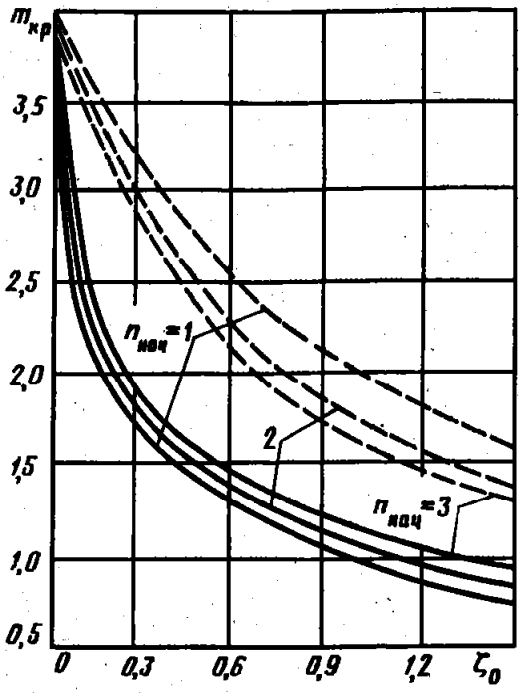


Рис. 6.11. Влияние форм потери устойчивости на критическое усилие

линий соответствует одной из форм начального изгиба ($n_{нач}=1\div3$). Как следует из графика рис. 6.11, форма начального изгиба мало влияет на критическое усилие, определяющей является форма дополнительных перемещений.

Очевидно, что условиям работы наземного трубопровода в насыпи с изгибом в горизонтальной плоскости (ввиду одинаковой жесткости грунта в этой плоскости) из рассмотренных форм потери устойчивости более полно отвечает синусоида первой степени ($n_{доп}=1$). Этой форме (см. рис. 6.11) соответствует меньшее значение критического усилия.

Из приведенного анализа следует, что для подземного трубопровода с начальным искривлением в вертикальной плоскости выпуклостью вверх или для трубопровода в насыпи с начальным искривлением в горизонтальной плоскости характерна потеря устойчивости второго рода, которая характеризуется неизменностью (в качественном отношении) конфигурации системы при нагружении и наличием максимума усилия. При малом начальном прогибе критическое усилие определяется в основном упругой работой грунта, классическое решение здесь соответствует прямолинейной начальной форме; при значительном начальном прогибе влияние упругой работы грунта на критическое усилие незначительно, определяющей является пластическая стадия работы грунта.

Упрощенные зависимости для практических расчетов

Так как решение в замкнутом виде можно получить только для частных случаев, то для практических расчетов по рекомендациям ВНИИСТ используются упрощенные зависимости, полученные

с допущениями, идущими в запас устойчивости. Приведем необходимые расчетные формулы.

Критическое продольное усилие для прямолинейных участков заглубленного в грунт трубопровода

$$N_{кр}=\frac{\pi^2 EI}{L_{кр}^2}+\frac{c_{уо}D_н L_{кр}^2}{\pi^2}, \tag{6.43}$$

где $c_{уо}$ — коэффициент нормального сопротивления грунта.

Расчетная длина волны выпучивания, соответствующая минимальному значению критического усилия:

$$L_{кр}=\pi\sqrt[4]{\frac{EI}{c_{уо}D_н}}. \tag{6.44}$$

Подставляя значение (6.44) в (6.43), получаем минимальное значение критического продольного усилия

$$N_{кр}=2\sqrt{c_{уо}D_н EI}. \tag{6.45}$$

Критическое продольное усилие и расчетная длина волны выпучивания для подземных участков трубопровода с углами поворота, обращенными выпуклостью вверх, соответственно будет:

$$N_{кр}=\frac{5\pi^2 EI}{L_{кр}^2}-\frac{5c_р L_{кр}^2}{9\pi^2}; \tag{6.46}$$

$$L_{кр}^2=\frac{265EI}{q_{пр}\rho_0\left(1+\sqrt{1+\frac{80EIc_р}{q_{пр}^2\rho_0^2}}\right)}, \tag{6.47}$$

где $q_{пр}$ — предельное сопротивление поперечным перемещениям трубопровода вверх; ρ_0 — расчетный радиус оси изгиба трубопровода.

Минимальное значение критического продольного усилия при заданном расчетном радиусе оси изгиба

$$N_{кр}=0{,}375q_{пр}\rho_0. \tag{6.48}$$

Дополнительная стрелка прогиба, соответствующая потере устойчивости:

$$f_{кр}=\frac{f_0}{1+3\frac{c_р}{q_{пр}}f_0};\quad f_0=\frac{L_{кр}^2}{\pi^2\rho_0}, \tag{6.49}$$

где $c_р$ — параметр разгрузки грунта.

Для наземного трубопровода, уложенного в насыпи, с изгибом в горизонтальной плоскости те же параметры, что и для уложенного в грунт трубопровода, равны

$$N_{кр}=\frac{\pi^2 EI}{L_{кр}^2}-\frac{c_р L_{кр}^2}{\pi^2}; \tag{6.50}$$

$$L_{кр}^2 = \frac{93{,}5EI}{q_{пр}\rho_0\left(1+\sqrt{\frac{80EIc_р}{q_{пр}^2\rho_0^2}}\right)}; \tag{6.51}$$

$$N_{кр} = \frac{2}{3\pi}q_{пр}\rho_0 = 0{,}212q_{пр}\rho_0. \tag{6.52}$$

Стрелка дополнительного прогиба вычисляется по формуле (6.49).

Как отмечалось, эквивалентное сжимающее продольное осевое усилие обусловлено изменением температуры и давления и зависит от деформативности системы. Как показал проведенный анализ, при малых начальных искривлениях перемещения системы незначительны и эквивалентное сжимающее усилие можно определять без учета деформативности системы.

При расчетном радиусе изгиба $\rho_0 \geqslant 1000D_н$ эквивалентное усилие

$$S_{экв} = S_0 = (\alpha\Delta tE + 0{,}2\sigma_{кц})F, \tag{6.53}$$

где Δt — температурный перепад, положительный при нагревании; $\sigma_{кц}$ — кольцевые напряжения от внутреннего давления.

При меньшем расчетном радиусе ($\rho_0 \leqslant 1000D_н$) эквивалентное продольное усилие вычисляется по формулам, учитывающим продольные связи и «самокомпенсацию» системы:

при выполнении условия

$$\frac{EI\beta}{\varkappa}\frac{\Delta_1}{1+2/\beta} \leqslant 1, \tag{6.54}$$

т. е. при отсутствии участка предельного равновесия грунта при продольных перемещениях трубопровода

$$S_{экв} = S_0 - \frac{EF\Delta_1}{1+2/\beta}, \tag{6.55}$$

где

$$\Delta_1 = \frac{9\pi^2}{32L_{кр}^2}(f^2 + 2ff_0); \tag{6.56}$$

$$\beta = L_{кр}\sqrt{\frac{\pi D_н c_{xo}}{EF}}; \quad \varkappa = t_{пр}L_{кр}; \tag{6.57}$$

при невыполнении условия (6.54), т. е. при наличии участка предельного равновесия грунта при продольных перемещениях трубопровода

$$S_{экв} = S_0 - \frac{\varkappa}{2}\left[\sqrt{1+\frac{4\Delta_1 EF}{\varkappa}\frac{4}{\beta^2}} - 1\right]. \tag{6.58}$$

В приведенных формулах (6.48) и (6.52) начальный изгиб заглубленного трубопровода характеризуется расчетным радиусом ρ_0. В соответствии с принятой постановкой задачи под расчетным радиусом

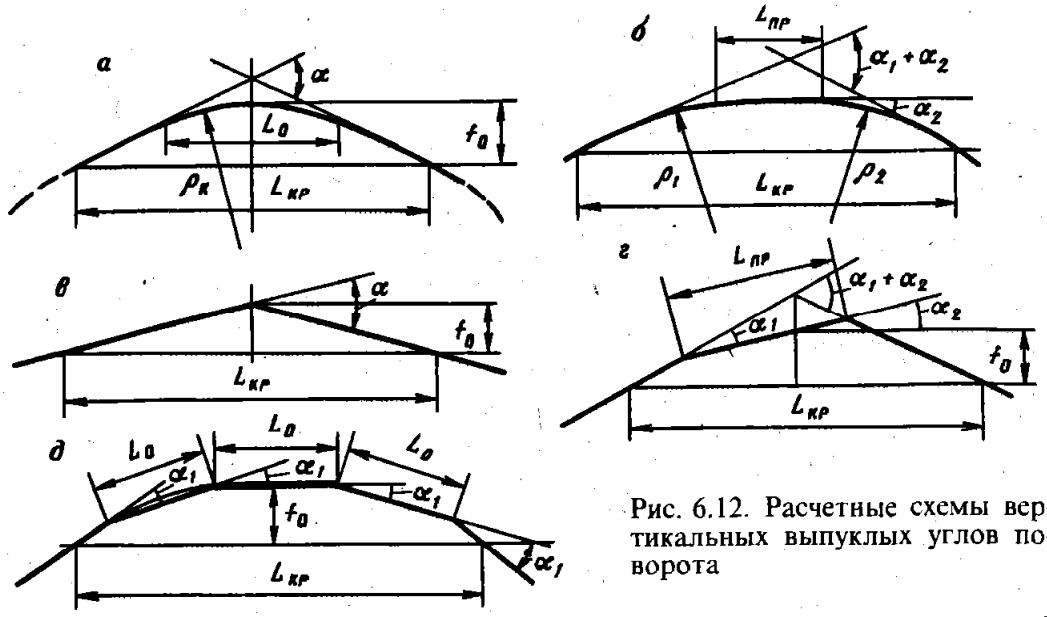


Рис. 6.12. Расчетные схемы вертикальных выпуклых углов поворота

ρ_0 понимается минимальный радиус изгиба оси трубы, если изгиб имеет место на всей длине волны выпучивания. Это обычно наблюдается при свободном (упругом) изгибе трубы. Таким образом, если длина хорды кривой больше или равна критической длине волны выпучивания, то в качестве расчетного радиуса принимается фактический радиус оси изгиба трубы, т. е.

$$\text{при } L_{кр} \leqslant 2\rho \sin\frac{\alpha}{2} \quad \rho_0 = \rho, \tag{6.59}$$

где ρ — минимальный радиус оси изгиба трубы: α — угол поворота оси трассы трубопровода.

В практике проектирования и строительства трубопроводов их поворот (рис. 6.12) может выполняться с применением отводов (колен) машинного гнутья или сварных. В этом случае обычно условие (6.59) не соблюдается, т. е. перемещение трубопровода происходит по длине, включающей и примыкающие к отводам первоначально прямолинейные участки. Тогда, зная длину волны выпучивания, расчетный радиус можно определить как радиус кривой, проходящей через начало и конец волны выпучивания и вершину угла поворота. Так как длина волны выпучивания зависит от расчетного радиуса оси изгиба, то решение выполняется методом последовательных приближений. Вначале задаемся возможной длиной волны выпучивания, примерно (40—70) $D_н$.

В зависимости от схемы прокладки по формулам (6.60)—(6.64) определяем расчетный радиус ρ_0. Далее по формулам (6.47) или (6.51) находим расчетную длину волны выпучивания. Для второго приближения принимаем возможную длину волны выпучивания как среднее значение между предшествующим и вычисленным. Обычно трех-четырех приближений достаточно для определения расчетного

радиуса, зная который по (6.48) или (6.52), находим критическое продольное усилие и по (6.5) или (6.58) эквивалентное продольное усилие.

При прокладке подземного трубопровода по схеме рис. 6.12, *а*, когда угол $\alpha \leqslant 9°$, длина хорды кривой менее длины волны выпучивания и длина каждого из прямолинейных примыкающих участков $L_{пр}$ такова, что $L_{пр} + L_0/2 \geqslant L_{кр}/2$, расчетный радиус изгиба

$$\rho_0 = \frac{2L_{кр}^2 \cos\frac{\alpha}{2}}{\pi^2\left[L_{кр}\sin\frac{\alpha}{2} - 2\rho\left(1-\cos\frac{\alpha}{2}\right)\right]}, \tag{6.60}$$

где α — угол поворота трубопровода в вертикальной плоскости; ρ — радиус изгиба оси (кривой); $L_{кр}$ — расчетная длина волны выпучивания.

При прокладке подземного трубопровода по схеме рис. 6.12, *б* при которой расчетный участок состоит из двух кривых вставок и прямолинейного участка между ними, причем каждый из углов менее 9° и $\rho_1 \sin\frac{\alpha_1}{2} + \rho_2 \sin\frac{\alpha_2}{2} + L_{пр} \leqslant L_{кр}$, расчетный радиус изгиба

$$\rho_0 = 2L_{кр}^2 \Big/ \left\{\pi^2\left[L_{кр}\,\mathrm{tg}\frac{\alpha_1+\alpha_2}{2} + \left(L_{пр} + \rho_1\,\mathrm{tg}\frac{\alpha_1}{2} + \rho_2\,\mathrm{tg}\frac{\alpha_2}{2}\right)\left(\sin\frac{\alpha_2-\alpha_1}{2} - \mathrm{tg}\frac{\alpha_1+\alpha_2}{2}\cos\frac{\alpha_2-\alpha_1}{2}\right)\right]\right\}. \tag{6.61}$$

При прокладке подземного трубопровода по схеме рис. 6.12, *в*, при которой на расчетной длине лишь один угол поворота, выполненный с помощью колен радиусом не более $5D_н$, расчетный радиус изгиба

$$\rho_0 = \frac{2L_{кр}}{\pi^2\,\mathrm{tg}\frac{\alpha}{2}}. \tag{6.62}$$

При прокладке подземного трубопровода по схеме (рис. 6.12, *г*), при которой на расчетной длине имеются два угла поворота, выполненные с помощью колен (причем $\rho_к \leqslant 5D_н$), расчетный радиус изгиба

$$\rho_0 = 2L_{кр}^2 \Big/ \left\{\pi^2\left[L_{кр}\,\mathrm{tg}\frac{\alpha_1+\alpha_2}{2} + L_{пр}\left(\sin\frac{\alpha_2-\alpha_1}{2} - \mathrm{tg}\frac{\alpha_1+\alpha_2}{2}\cos\frac{\alpha_2-\alpha_1}{2}\right)\right]\right\}. \tag{6.63}$$

Если при прокладке трубопроводов кривая заменяется ломаной линией с одинаковыми углами, образованными коленами $\rho_к \leqslant 5D_н$

и $\alpha=3—6°$, и с равными расстояниями между ними (рис. 6.12, *д*), то расчетный радиус изгиба

$$\rho_0=\frac{2L_{кр}^2\cos\frac{n\alpha_1}{2}}{\pi^2\left[L_{кр}^2\sin\frac{n\alpha_1}{2}-L_0(n-1)\sin\alpha_1\right]}. \qquad (6.64)$$

Отметим, что эти расчетные формулы не учитывают влияния примыкающих к рассчитываемому участку трубопровода углов поворота противоположного знака, что идет в запас продольной устойчивости.

Чтобы получить решение, удобное для ручного счета, принимается ряд допущений и гипотез, которые не позволяют учесть разнообразия расчетных схем. Например, рассматривается только случай, когда сопротивление поперечным перемещениям трубы одинаково по всей длине волны выпучивания. При закреплении газопровода против выпучивания анкерами или грузами рационально их размещать не равномерно по длине волны выпучивания, а сосредоточивать вблизи вершин углов поворота. Расчетные формулы для этой схемы прокладки получены из условий равенства работ на дополнительных перемещениях поперечных нагрузок.

Если обозначить удерживающую способность в окрестности вершины на длине a через q_2, а на примыкающих к вершине участках — q_1, то относительная длина, на которой необходима пригрузка q_2, определяется по формуле

$$n=\frac{2}{\pi}\arcsin\frac{q_{пр}-q_1}{q_2-q_1},\quad a=nL_{кр}. \qquad (6.65)$$

При этом должны соблюдаться условия $q_1<q_{пр}$ и $q_2>q_1$. Экономия получается за счет того, что во всех случаях

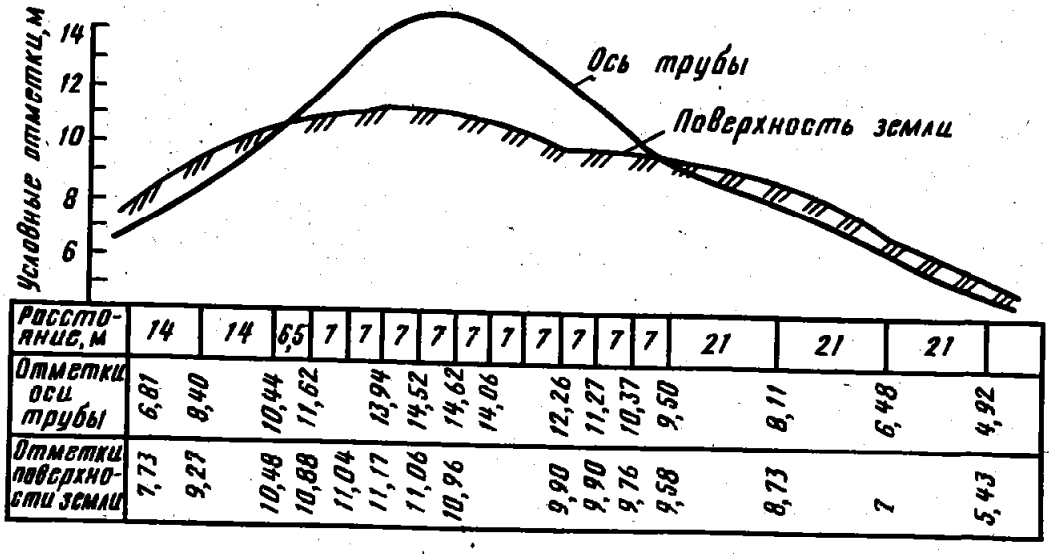
$$q_{пр}L_{кр}\geqslant q_1(L_{кр}-a)+q_2a. \qquad (6.66)$$

Величина $q_{пр}$ определяется из условия продольной устойчивости трубопровода в предположении равномерной нагрузки по всей длине волны выпучивания.

Экспериментальные исследования продольной устойчивости подземных трубопроводов

Один из способов проверки полученных качественных и количественных результатов по расчету продольной устойчивости подземных трубопроводов — анализ опыта эксплуатации.

Нами была обследована система газопроводов, проложенных в районах Средней Азии, и проанализированы случаи выпучивания отдельных участков. Качественный характер выпучивания примерно



Расстояние, м	14	14	65	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	21	21	21	
Отметки оси трубы	6,81	8,40	10,44	11,62		13,94	14,52	14,62	14,06		12,26	11,27	10,37	9,50	8,11	6,48	4,92
Отметки поверхности земли	7,73	9,27	10,48	10,88	11,04	11,17	11,06	10,96			9,90	9,90	9,76	9,58	8,73	7	5,43

Рис. 6.13. Профиль участка выпучивания трубопровода диаметром 1020 мм

одинаков. Для газопровода диаметром 1020 мм длина волны выпучивания составляла 65—30 м. При этом чем меньше был первоначальный радиус упругого изгиба, тем меньше была длина волны выпучивания. Для газопроводов, проложенных с отводами машинного гнутья, длина волны выпучивания составляла всего 30—35 м, стрелка прогиба при выпучивании — 0,8—3 м. Опишем случай выпучивания подземного участка газопровода диаметром 1020 мм, который находился на расстоянии около 10 км от компрессорной станции (рис. 6.13). Газопровод проходит по участку, сложенному сухими пылеватыми песками барханного типа. Высота засыпки на примыкающих к месту выпучивания участках составляла 0,2—0,3 м. Из информации эксплуатирующей организации известно, что при работе первой очереди компрессорной станции, когда температура газа на данном участке составляла 34° С, глубина заложения трубы (до верхней образующей) в среднем была 0,3 м.. Используя результаты геодезической съемки примыкающих к месту выпучивания участков, можно предположить, что радиус изгиба оси трубы в вертикальной плоскости составлял примерно 1000 м. С пуском второй очереди компрессорной станции температура газа повысилась до 43° С, на участке кривой началось выпучивание на длине 15 м и стрелка изгиба составила 30 см. В дальнейшем при пуске компрессорной станции на полную мощность температура газа возросла до 48° С, при этом продолжалось дальнейшее выпучивание и стрелка изгиба увеличилась до 308 см, а длина приподнятой части достигла 66,5 м.

По изложенным расчетным формулам проведем количественную оценку этого случая, используя определенные нами физико-механические характеристики грунта: удельный вес грунта $\gamma_{гр} = 15{,}4$ Н/м^3, угол внутреннего трения $\varphi_{гр} = 16°$, сцепление $c_{гр} = 0$. Предельная удерживающая способность против поперечных перемещений

$q_{пр}=118$ Н/см, коэффициент разгрузки $c_р=9{,}1$ Н/см^2. Критическое продольное усилие по (6.48) составляет $N_{кр}=4{,}42\cdot10^6$ Н, критический температурный перепад $\Delta t_{кр}$ по (6.53) равен 50,5° С. Учитывая, что данный участок монтировался в декабре при температуре примерно $-5°$ С, можно считать, что фактический температурный перепад близок к расчетному.

Рассмотрим также случай выпучивания открытого трубопровода, описанный Э. М. Ясиным. Трубопровод сечением 529×9 мм находился в открытой траншее, при температуре 33° С он выпучился. Определим по ранее приведенным формулам расчетный радиус возможного упругого изгиба. По формуле (6.33) фактическое критическое продольное усилие $N_{кр}=1{,}24\cdot10^6$ Н, радиус упругого изгиба, при котором может произойти выпучивание, по формуле (6.48) будет $\rho=2820$ м. Этот радиус первоначального изгиба оси трубы соответствует 4300 диаметрам трубы, т. е. почти прямолинейному участку.

Для анализа ряда допущений и гипотез выявления типа потери устойчивости, а также количественной оценки результатов было проведено экспериментальное исследование поведения модели подземного трубопровода при действии продольного сжимающего усилия. Трубопровод сечением 219×6 мм был уложен в траншею соответствующего очертания и состоял из двух прямолинейных участков длиной 29,8 м и 31,2 м с каждой стороны от расположенного в средней части сварного колена $\rho_к=40\,D_н$ с углом поворота в вертикальной плоскости 7°56′. Высота засыпки (до верхней образующей трубы) составляла $h=80$ см, грунт песчаный с $\gamma_{гр}=17{,}4$ кН/м^3 и $\varphi_{гр}=33°$. Концы трубопровода заглушены и усилены против смятия специальными ребрами. По концам трубопровода устроены бетонные упоры, рассчитанные на восприятие сдвигающего усилия до 2000 кН. Усилие на заглушенные торцы трубопровода передавалось двумя гидравлическими домкратами ДГ-100. На каждом этапе нагружения после соответствующей выдержки нагрузки фиксировались вертикальные поперечные перемещения по длине трубопровода и продольные перемещения концов.

Экспериментальная зависимость прогиба от продольного усилия (рис. 6.14) совершенно четко фиксирует наличие максимума нагрузки, соответствующего конечному перемещению, т. е. полностью подтверждается то, что для подземного трубопровода, имеющего искривление в вертикальной плоскости выпуклостью вверх, характерна потеря устойчивости второго рода.

На рис. 6.15 приведены упругие линии подземного участка трубопровода при действии продольного усилия. Как следует из результатов опыта, форма дополнительных перемещений, принятая при анализе устойчивости по формуле (6.18) и показанная на рис. 6.15 пунктиром, согласуется с результатами эксперимента.

Перейдем к количественной оценке результатов эксперимента, определяя расчетные параметры грунта (предельные сопротивления,

Рис. 6.14. Экспериментальная зависимость прогиба от продольного усилия

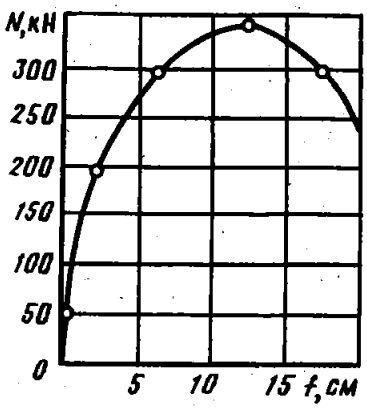
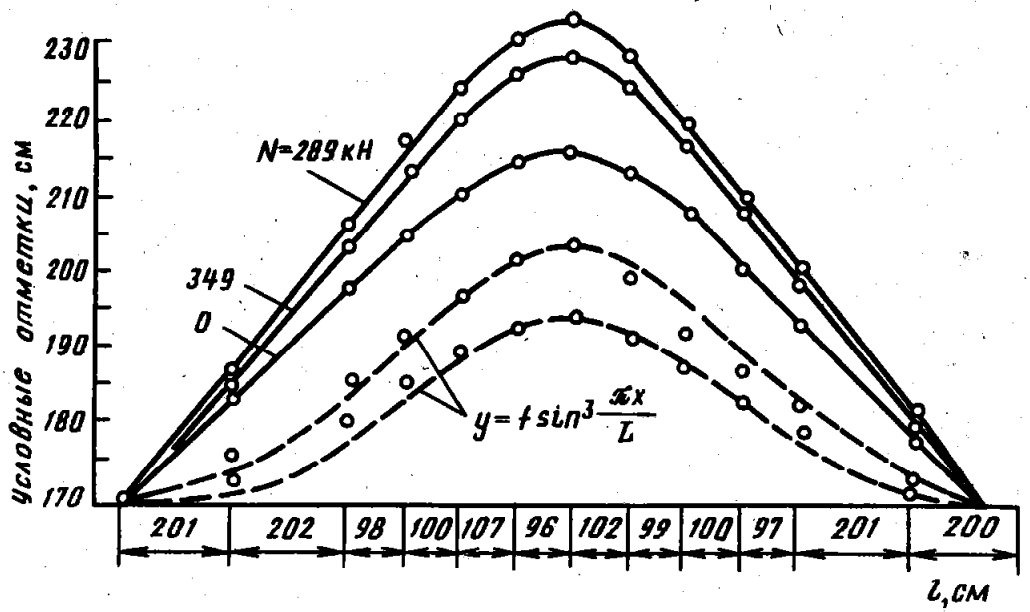


Рис. 6.15. Упругие линии подземного трубопровода при экспериментальном исследовании продольной устойчивости



коэффициенты постели и разгрузки) по ранее приведенным формулам: $q_{пр} = 104{,}8$ Н/см, $c_р = 1{,}1$ Н/см^2, $k = 4{,}6 \cdot 21{,}9 = 100$ Н/см^2, $t_{пр} = 30{,}6$ Н/см.

Задаемся длиной волны выпучивания $L_{кр} = 20$ м, по (6.60) находим $\rho_0 = 60{,}6$, по (6.47) определяем соответствующую $L_{кр} = 21{,}2$ м; во втором приближении задаемся $L_{кр} = 20{,}9$ м, по (6.60) $\rho_0 = 63{,}4$, по (6,47) $L_{кр} = 21$ м, т. е. расчетная длина волны выпучивания $L_{кр} = 20{,}95$ м. Полученная длина волны выпучивания равна 16 м, т. е. расхождение составляет 30,8%. Экспериментальная длина волны выпучивания определялась как расстояние между сечениями, где наблюдались поперечные смещения. Так как точность измерения перемещений составляла 5 мм, то этим, по-видимому, объясняется меньшее экспериментальное значение длины волны выпучивания по сравнению с теоретическим.

Критическое продольное усилие при $L_{кр} = 20{,}95$ м по формуле (6.46) будет $N_{кр} = 245$ кН. Фактическое значение критического продольного усилия, равное разности между максимальным усилием, приложенным к торцу трубопровода, и сопротивлением грунта

продольным перемещениям по длине трубопровода, составляло 349 кН, т. е. на 30% выше расчетного. Большее экспериментальное значение по сравнению с расчетным объясняется не только тем, что в последнем для получения более простого решения не учитывается влияние упругих деформаций грунта, но и тем, что предельные сопротивления грунта несколько меньше фактических. Отметим, что критическое усилие, определенное исходя из линейной модели грунта по известной формуле $N_{кр}=2\sqrt{Elk}$, превышает фактическое более чем в 12 раз.

Второй эксперимент был с трубопроводом того же сечения 219×6 мм на угле поворота в вертикальной плоскости, выполненным упругим изгибом. Дно траншеи было спланировано по отметкам таким образом, чтобы под действием веса трубы при угле поворота 6°20′ минимальный радиус упругого изгиба составлял 210 м. Непосредственно к кривой упругого изгиба, к свободным концам трубопровода, были приварены отрезки труб, уложенные на дно траншеи, имеющей заданный уклон. Общая длина трубопровода составила 66,1 м. Глубина заложения трубы была принята равной 35 см (от верхней образующей). Грунт засыпки — тот же, что и в ранее описанном эксперименте. Нагружение трубопровода осуществлялось с помощью гидравлических домкратов, опыт проводился по методике, описанной ранее.

Характер зависимости прогиба (дополнительного перемещения) от продольного усилия аналогичен предыдущему эксперименту. Однако если ранее (при угле поворота, осуществленном с помощью отвода) максимальному усилию соответствовало перемещение, равное 12 см, то при угле поворота, выполненного упругим изгибом, максимальному усилию соответствовало перемещение, равное 0,95 см. Максимальное продольное усилие составляло 521 кН. Отметим также резкое нарастание перемещения в нисходящей ветви диаграммы «усилие—перемещение». Так, после достижения максимальной нагрузки с дальнейшим ростом перемещений усилию 306 кН соответствовало перемещение 21,2 см.

Сравнение расчетного критического усилия, определенного по приближенной методике, с экспериментальной величиной показывает, что расчетное значение в 1,8 раза меньше, чем экспериментальное. Расчетная длина волны выпучивания примерно совпадает с экспериментальной, равной 26 м.

Проведенный эксперимент показал, что дополнительное перемещение, соответствующее максимальному продольному усилию, невелико. Следовательно, критическое усилие существенно зависит от упругой работы грунта. Принятое упрощение расчетных зависимостей с целью получения решения в замкнутом виде, не учитывающее упругую работу грунта, идет в запас устойчивости. Однако в данном случае при кривых упругого изгиба этот запас значителен. Это позволяет сделать вывод о необходимости в практических расчетах использовать

более точные численные методы, позволяющие более полно отразить действительные условия взаимодействия трубы с грунтом.

Таким образом, на основании проведенных во ВНИИСТе экспериментов, теоретических исследований продольной устойчивости и анализа случаев выпучивания отдельных участков магистральных трубопроводов изложенную методику расчета продольной устойчивости подземных трубопроводов можно рекомендовать для использования при проектировании. При этом следует иметь в виду, что данное решение дает запас по продольной устойчивости трубопроводов, так как с целью получения решения в замкнутом виде упрощена расчетная модель грунта, не учитывается изменение продольного усилия по длине участка выпучивания и используется приближенный энергетический метод. Более точные результаты можно получить с использованием разработанной программы расчета на ЭВМ.

ГЛАВА 7
ПРИМЕНЕНИЕ МЕТОДА КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ К РАСЧЕТУ ЛИНЕЙНОЙ ЧАСТИ ТРУБОПРОВОДОВ

Уравнение равновесия стержневого элемента напорного трубопровода с учетом геометрической и физической нелинейностей

В качестве расчетной схемы подземного трубопровода, представляющего совокупность прямолинейных и криволинейных участков, обычно принимают стержневую систему. Можно считать, что каждый криволинейный участок представляет собой плоскую кривую. При составлении уравнений равновесия примем также ряд дополнительных гипотез: гипотезу плоских сечений, материал трубы — изотропный с нелинейной диаграммой деформирования, характер нагружения и уровень напряжения позволяет использовать теорию малых пластических деформаций, прогибы малы по сравнению с длиной. Касательными напряжениями и деформациями сдвига, вызванными перерезывающими силами и крутящими моментами, а также деформациями закручивания будем пока пренебрегать, поскольку их влияние сравнительно невелико, а их учет существенно усложняет задачу.

Напорный трубопровод представим как элемент с внутренним давлением p (рис. 7.1), в котором имеются продольные напряжения σ_x в стенках трубы, кольцевые (тангенциальные) напряжения $\sigma_{кц}$, определяемые как для безмоментной оболочки

$$\sigma_{кц} = p D_{вн}/2\delta. \qquad (7.1)$$

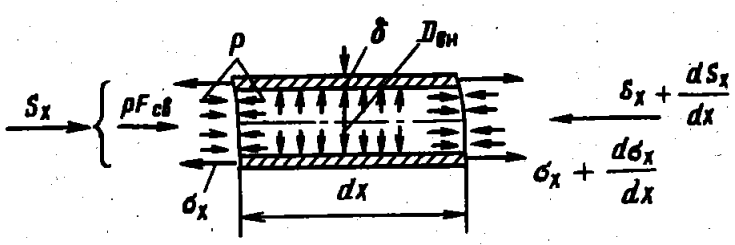


Рис. 7.1. Расчетная схема стержневого элемента с внутренним давлением

Влияние отброшенной части трубы заменяется усилием

$$P=pF_{\text{св}}=p\pi D_{\text{вн}}^2/4\simeq 0{,}5\sigma_{\text{кц}}F. \tag{7.2}$$

Для напорного трубопровода эквивалентным продольным усилием является равнодействующая усилия от давления в сечении p и в стенке трубы N_x

$$S_x=pF_{\text{св}}-N_x=p\pi D_{\text{вн}}^2/4-\sigma_x F, \tag{7.3}$$

где F — площадь поперечного сечения стенок трубы.

Отметим, что здесь принято следующее правило знаков для усилий: N положительно при растяжении, S — при сжатии. Перемещения и усилия, а также сопротивление грунта (реакции) связи считаем возможным разложить на компоненты по плоскостям и осям.

Исходя из принятых гипотез, рассмотрим условия равновесия бесконечно малого элемента в слегка изогнутом состоянии (рис. 7.2).

Сумма проекций всех сил на ось v

$$Sv'-(S+dS)(v'+dv')-Q+(Q+dQ)+qdx=0. \tag{7.4}$$

Отбросив члены второго порядка малости и разделив на dx, получим первое уравнение равновесия

$$\frac{dS}{dx}\frac{dv}{dx}+S\frac{d^2v}{dx^2}-\frac{dQ}{dx}-q=0, \tag{7.5}$$

или в более компактной форме

$$\frac{d}{dx}\left(S\frac{dv}{dx}\right)-\frac{dQ}{dx}-q=0. \tag{7.6}$$

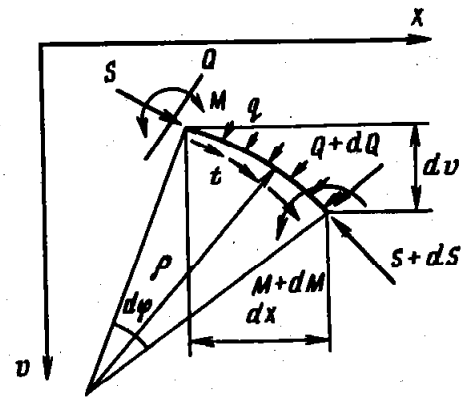


Рис. 7.2. Схема равновесия элемента стержня

Сумма проекций всех сил на ось x

$$-S+(S+dS)+Qv'-(Q+dQ)(v'+dv')+tdx=0. \tag{7.7}$$

Аналогично предыдущему, получаем второе уравнение равновесия

$$\frac{d}{dx}\left(Q\frac{dv}{dx}\right)+\frac{dS}{dx}-t=0. \tag{7.8}$$

Сумма моментов всех сил

$$-M+(M+dM)+Qdx=0. \tag{7.9}$$

Третье уравнение равновесия

$$\frac{dM}{dx}-Q=0. \tag{7.10}$$

Исходя из принятой нами гипотезы плоских сечений и учитывая, что прогибы малы по сравнению с длиной, можно записать

$$M=-EI\varkappa,\quad \varkappa=1/\rho=d^2v/dx^2. \tag{7.11}$$

Из третьего уравнения находим

$$Q=-\frac{d}{dx}\left(EI\frac{d^2v}{dx^2}\right). \tag{7.12}$$

Подставляя значения Q по (7.12) в первое (7.6) и второе (7.8) уравнения равновесия, получаем

$$\frac{d}{dx}\left(S\frac{dv}{dx}\right)+\frac{d^2}{dx^2}\left(EI\frac{d^2v}{dx^2}\right)-q=0; \tag{7.13}$$

$$\frac{dS}{dx}-\frac{d^2}{dx^2}\left(EI\frac{d^2v}{dx^2}\frac{dv}{dx}\right)-t=0. \tag{7.14}$$

Таким образом, мы получили систему двух (для плоской задачи) взаимосвязанных дифференциальных уравнений, в которых интенсивности распределенных поперечных q и продольных t нагрузок в свою очередь являются функцией перемещений. Для пространственной задачи с учетом разделения компонентов поперечных перемещений записывается и третье уравнение равновесия аналогично (7.13) с заменой перемещения v на y.

С учетом значения эквивалентного продольного усилия по (7.3) уравнения равновесия для трубопроводов будут иметь вид

$$\frac{d}{dx}\left[(pF_{\text{св}}-N_x)\frac{dv}{dx}\right]+\frac{d^2}{dx^2}\left(EI\frac{d^2v}{dx^2}\right)-q=0; \tag{7.15}$$

$$\frac{d}{dx}(pF_{\text{св}}-N_x)-\frac{d^2}{dx^2}\left(EI\frac{d^2v}{dx^2}\frac{dv}{dx}\right)-t=0. \tag{7.16}$$

Для получения зависимости продольного усилия от перемещения используем связь осевой продольной деформации с перемещением

$$\varepsilon_{x0}=\frac{du}{dx}+\frac{1}{2}\left[\left(\frac{dv}{dx}\right)^2+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2-\left(\frac{dv_0}{dx}\right)^2-\left(\frac{dy_0}{dx}\right)^2\right] \qquad (7.17)$$

и продольной деформации от усилия, температурного перепада и давления

$$\varepsilon_{x0}=\frac{N_x}{EF}+\alpha\Delta t-\frac{\mu\sigma_{кц}}{E}. \qquad (7.18)$$

Здесь ось x направлена по оси элемента, v и y — перпендикулярно к оси; u, v и y соответствующие продольные и поперечные перемещения, причем под v и y понимается полный прогиб, равный сумме соответствующих начальных v_0 и y_0 и дополнительных v_* и y_*.

Из (7.17) и (7.18) находим зависимость продольного усилия в стенках трубы от перемещений

$$N_x=\left\{\frac{du}{dx}+\frac{1}{2}\left[\left(\frac{dv}{dx}\right)^2+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2-\left(\frac{dv_0}{dx}\right)^2-\left(\frac{dy_0}{dx}\right)^2\right]\right\}EF-\alpha\Delta tEF+\mu\sigma_{кц}F. \qquad (7.19)$$

Внутреннее давление p и температурный перепад Δt в общем случае являются функцией координаты x, т. е. изменяются по длине трубопровода. Обычно их представляют в виде дискретно постоянных величин и в таком виде задают при расчете протяженного участка трубопровода (рис. 7.3). Площадь трубы в свету $F_{св}$ и площадь сечения стенок трубы F, являющиеся функциями диаметра и толщины стенки трубы, также изменяются по длине всегда дискретно постоянно (аналогично рис. 7.3), так как протяженный участок трубопровода состоит в общем случае из труб, отводов и колен разной толщины, а в некоторых случаях и разных диаметров. Такой же закон изменений по длине (дискретно постоянный) характерен для кольцевых напряжений, которые являются, согласно (7.1), функцией давления, диаметра и толщины стенки трубы. В уравнения (7.15), (7.16) и (7.19) входят также величины изгибной жесткости EI и жесткости на

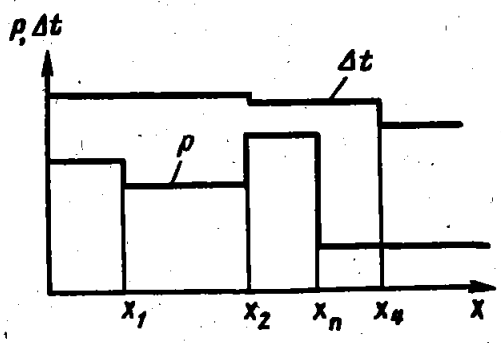


Рис. 7.3. Форма изменения давления и температурного перепада по длине трубопровода

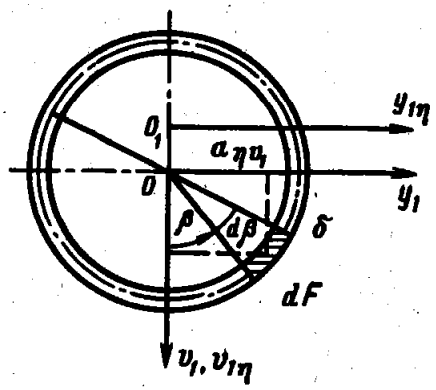


Рис. 7.4. Поперечное сечение трубопровода

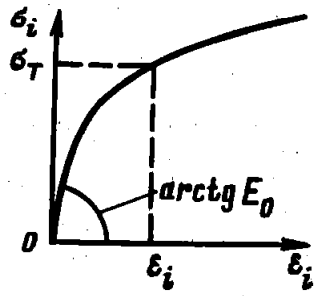


Рис. 7.5. Диаграмма «интенсивность напряжения — интенсивность деформации»

растяжение (сжатие) EF, которые для нелинейно упругого материала являются функциями напряженного состояния.

Рассмотрим стержень трубчатого сечения (рис. 7.4) из упругопластического материала, для которого известна диаграмма «интенсивность напряжения — интенсивность деформации» (рис. 7.5) и в дальнейшем, как указано ранее, будем использовать теорию малых упругопластических деформаций и метод переменных параметров упругости.

Согласно гипотезе плоских сечений относительную деформацию в произвольной точке сечения с координатами y_1 и v_1 можно записать в виде

$$\varepsilon(y_1, v_1)=\varepsilon_{0x}+\varkappa_y, \tag{7.20}$$

где ε_{0x} — осевая продольная деформация в начале координат, совмещенном с центром тяжести сечения (ось трубы); $\varkappa_y$ — кривизна оси стержня в плоскости, перпендикулярной к оси y_1.

Напряжение в точке (y_1, v_1), используя переменный параметр упругости E, можно выразить так

$$\sigma(y_1, v_1)=E(y_1, v_1)\varepsilon(y_1, v_1)=E_0\eta(v_1, y_1)\varepsilon(y_1, v_1), \tag{7.21}$$

где E_0 — модуль упругости материала; $\eta(v_1, y_1)=E(y_1, v_1)/E_0$ — относительный безразмерный параметр переменного параметра упругости.

Переменный параметр упругости $E(v_1, y_1)$ в соответствии с используемым методом определяется на основании диаграммы деформирования $\sigma_i(\varepsilon_i)$ по фактической интенсивности напряжений $\sigma_i(y_1, v_1)$ в данной точке по формуле

$$E=\frac{\sigma_i/\varepsilon_i}{1+(1-2\mu_0)\,\sigma_i/(3E_0\varepsilon_i)}. \tag{7.22}$$

Условия равновесия внешних и внутренних сил в рассматриваемом сечении имеют вид

$$N=\int_F \sigma(y_1, v_1)dF;$$

$$M_{0y}=-\int_F \sigma(y_1, v_1)y_1\,dF. \tag{7.23}$$

Подставив в (7.23) значение $\sigma(y_1, v_1)$ по (7.21) с учетом (7.20), получим

$$N=\int_F E(\varepsilon_0+\varkappa_{y_1} v_1)\,dF;$$

$$M_{0y}=-\int_F E(\varepsilon_0+\varkappa_{y_1} v_1)\,v_1\,dF. \qquad (7.24)$$

Каждый из этих интегралов можно разбить на два и каждый из них, как отметил А. В. Геммерлинг, будет иметь определенный физический смысл

$$N=E_0(\varepsilon_{0x}F_\eta+\varkappa_y S_{\eta y_1});$$

$$M_{0y}=-E_0(\varepsilon_{0x}S_{\eta y_1}+\varkappa_y I_{\eta y_1}), \qquad (7.25)$$

где площадь F_η, статический момент сопротивления $S_{\eta y_1}$ и момент инерции $I_{\eta y_1}$

$$F_\eta=\int_F \eta\,dF;\quad S_{\eta y_1}=\int_F \eta v_1\,dF;\quad I_{\eta y_1}=\int_F \eta v_1^2\,dF, \qquad (7.26)$$

являются упругопластическими характеристиками сечения, вычисленные относительно центральных осей, проходящих через геометрический центр сечения (центральные главные оси y_1 и v_1).

Для плоской задачи $(M_{0y}\neq 0,\ M_{0v}=0)$ координаты физического центра тяжести

$$a_{\eta v_1}=S_{\eta y_1}/F_\eta;\quad a_{\eta y_1}=0. \qquad (7.27)$$

Для трубчатого сечения, учитывая (см. рис. 7.4), что $v_1=r\cos\beta$, а $dF=r\delta d\beta$, упругопластические характеристики сечения вычисляют по формулам

$$F_\eta=r\delta\int_0^{2\pi}\eta\,d\beta;\quad S_{\eta y_1}=r^2\delta\int_0^{2\pi}\eta\cos\beta\,d\beta;\quad I_{\eta y_1}=r^3\delta\int_0^{2\pi}\eta\cos^2\beta\,d\beta. \qquad (7.28)$$

Уравнения (7.25) получены для случая, когда оси y_1 и v_1 проходят через геометрический центр (центр тяжести) сечения. Если поместить оси в физическом центре, имеющем координаты относительно осей y и v, вычисленные по формуле (7.27), то система уравнений (7.25), как показано А. В. Геммерлингом, распадается на два независимых уравнения

$$N=E_0F_1\varepsilon_{10}; \qquad (7.29)$$

$$M_{1y}=-E_0I_{1y_1}\varkappa_{1y}, \qquad (7.30)$$

где

$$F_1=F_\eta;\quad \varepsilon_{10}=\varepsilon_0+\varkappa_{y_1}a_{\eta v_1};\quad M_{1y_1}=M_{0y}-Na_{\eta v_1};$$

$$I_{1y_1}=I_{\eta y_1}-F_\eta a_{\eta y_1}^2;\quad \varkappa_{1y}\simeq\varkappa_{y_1}. \qquad (7.31)$$

Отметим, что для напорного трубопровода, в соответствии с расчетной схемой рис. 7.1, под величиной N следует понимать эквивалентное усилие S, связанное с усилием в стенке трубы соотношением (7.3).

Таким образом, с учетом упругопластической работы металла труб ранее составленные уравнения равновесия (7.13) и (7.14), использующие гипотезу плоских сечений (7.14) по форме (7.30), будут справедливы, если под изгибной жесткостью упругого сечения EI в этих формулах будет пониматься изгибная жесткость упругопластического сечения $E_0 I_{1y_1}$, вычисляемая по формуле (7.31), а под перемещением v, отсчитываемым от геометрической оси, — перемещение $v_\eta = v - a_{\eta y}$, отсчитываемое от оси, проходящей через физический центр O_1 упругопластического сечения. Изменятся также и уравнение связи между продольной деформацией и перемещением (7.17), и соотношение термоупругости (7.18), в которых, как следует из второго соотношения (7.31), необходимо учесть изменение положения нейтральной оси, т. е. оси, где напряжения от изгиба равны нулю. Под жесткостью упругого сечения на растяжение (сжатие) EF будет пониматься жесткость упругопластического сечения $E_0 F_\eta$, вычисляемая по (7.26).

Перейдем к определению упругопластических характеристик сечения, причем необходимо выразить эти характеристики, как и уравнения равновесия, в перемещениях. Параметр η, характеризующий переменный модуль упругости, является функцией интенсивности напряжений, которые для рассматриваемого плоского напряженного состояния определяют по формуле

$$\sigma_i(\beta) = \sqrt{[\sigma_y(\beta)]^2 + \sigma_{кц}^2 - \sigma_y(\beta)\sigma_{кц}}. \qquad (7.32)$$

Кольцевые напряжения $\sigma_{кц}$ в нашей постановке задачи не зависят от перемещений и определяются по (7.1), продольные напряжения в точке сечения стенки трубы, характеризуемой углом β, будут равны

$$\sigma_y(\beta) = \eta E_0 \left(\varepsilon_{0x} - \frac{d^2 v}{dx^2} r \cos\beta \right). \qquad (7.33)$$

Подставив (7.33) в (7.32), получим значение интенсивностей напряжений в функции перемещений v и u, так как значение осевой деформации от перемещения описывается зависимостью (7.17). Для значений интенсивности напряжений в каждой точке по диаграмме $\sigma_i(\varepsilon_i)$ определяем соответствующее значение интенсивности деформаций в той же точке, а по (7.22) — значение переменного параметра упругости E, а следовательно, и его безразмерный параметр η. По последнему, интегрируя в соответствии (7.28), получаем упругопластические характеристики сечения.

В уравнение (7.19) входит также переменный параметр — коэффициент поперечного расширения, который в соответствии с теорией малых упругопластических деформаций и методом переменных параметров упругости вычисляется по определенному ранее переменному параметру упругости для точки, характеризуемой углом β, равным $\pi/2$,

$$\mu = 0{,}5\left[1 - (1 - 2\mu_0)\eta\right]. \qquad (7.34)$$

Теперь в уравнениях (7.13) и (7.14) необходимо описать интенсивности поперечных q и продольных t нагрузок. Представим эти

интенсивности нагрузок как сумму постоянной нагрузки, не зависящей от соответствующих перемещений, и переменной, отражающей зависимость нагрузки и сопротивления от соответствующих перемещений,

$$q = q_0 + q_v; \tag{7.35}$$

$$t = t_0 + t_x. \tag{7.36}$$

При расчете трубопроводов, прокладываемых в различных условиях, нагрузки, как постоянные, так и переменные, различны. Обычно к постоянной части поперечной нагрузки относят нагрузки от массы трубопровода с продуктом и балластирующих устройств, при ограниченных перемещениях — гидростатическое воздействие воды на трубопровод и груз и др. К переменной части поперечной нагрузки относят нагрузки, связанные с пучением грунта, сопротивлением грунта и грунтовых анкеров и др. Продольная нагрузка на трубопровод обычно определяется его переменной частью, которая характеризует взаимодействие трубопровода с грунтом.

При решении каждой конкретной задачи обычно формулируется математическая модель взаимодействия трубопровода с грунтом и связями. Эта модель представляет собой связь нагрузки с перемещением $q(v)$ и $t(u)$ и при сложных нелинейных зависимостях описывается в виде кусочно-линейных функций. Для общности решения обычно и постоянную часть нагрузки включают в эту модель, считая количественно, что отношение перемещения к этой нагрузке есть малая, но конечная величина. Отметим, что если продольная нагрузка обычно симметрична относительно направления перемещений, то поперечная нагрузка существенно зависит не только от величины, но и направления перемещений, особенно в вертикальной плоскости. Таким образом, система дифференциальных уравнений (7.15) и (7.16) совместно с зависимостями продольного усилия от перемещения (7.19), заданная дискретно-постоянная зависимость температурного перепада, внутреннего давления, диаметра и толщины стенки трубы по длине, интегральные зависимости упругопластических характеристик сечения по (7.28) совместно с уравнениями по определению переменных параметров E и μ по (7.22) и (7.34), интенсивности напряжений, определяемых по формуле (7.32) с учетом (7.33) и (7.1), а также зависимости поперечных и продольных нагрузок от перемещений $q(v)$ и $t(u)$, описывают равновесие стержневого элемента напорного трубопровода с учетом геометрической и физической нелинейностей.

Даже численное решение с применением ЭВМ таких существенно нелинейных систем уравнений в дифференциальной и интегральной формах представляется в настоящее время практически невозможным. Поэтому для решения поставленной задачи определения напряженно-деформированного состояния трубопровода используются различные итерационные методы при линеаризации задачи на каждом этапе расчета. Будем считать, что на рассматриваемом этапе расчета

жесткости EI и EF известны (или определены на основании предыдущего этапа расчета) и не зависят от координаты x. Будем также считать, что известно (или определено на основании предыдущего этапа расчета) значение эквивалентного продольного усилия S, которое также не зависит от координаты x. Будем также считать, что геометрические параметры трубы, давление, температурный перепад постоянны на длине. Для разделения уравнений (7.15) и (7.16) на независимые примем также, что приращение бесконечно малого элемента длины кривой

$$\Delta\varphi_v=\frac{1}{2}\left[\left(\frac{dv}{dx}\right)^2-\left(\frac{dv_0}{dx}\right)^2\right] \tag{7.37}$$

и не зависит от координаты x, а последним слагаемым в уравнении (7.16) можно пренебречь, как бесконечно малой величиной высшего порядка малости. Будем также предполагать, что зависимость поперечной нагрузки от перемещений описывается линейным законом

$$q=q_0-k_v v; \tag{7.38}$$

$$t=t_0-k_x u. \tag{7.39}$$

С учетом изложенных допущений уравнения равновесия будут иметь вид

$$EI\frac{d^4v}{dx^4}+S\frac{d^2v}{dx^2}+k_v v=q_0; \tag{7.40}$$

$$EF\frac{d^2u}{dx^2}-k_x u=t_0. \tag{7.41}$$

На первом этапе расчета все характеристики материала трубы можно принять упругими, а эквивалентное усилие S, считая перемещения равными нулю, из (7.3) с учетом (7.19) принять равным

$$S=S_0=pF_{\text{св}}-\mu\sigma_{\text{кц}}F+\alpha\Delta tEF. \tag{7.42}$$

Решение уравнений (7.40) и (7.41) с учетом граничных условий позволяет на первом этапе расчета получить значение перемещений $v(x)$ и $u(x)$.

Затем численным интегрированием в соответствии с (7.28) определяют упругопластические характеристики сечения. Эквивалентное продольное усилие для следующего этапа расчета определяется исходя из поперечных перемещений и граничных условий по концам

$$S=S_0-\left[\frac{u_l-u_0}{l}+\frac{1}{2}\int_0^l\left[\left(\frac{dv}{dx}\right)^2-\left(\frac{dv_0}{dx}\right)^2\right]dx\right]EF. \tag{7.43}$$

Коэффициенты пропорциональности между интенсивностью нагрузки и перемещением k_v и k_x устанавливают по значениям перемещений v и u, находят на предыдущем этапе расчета.

Линеаризация задачи на каждом этапе и получение переменных параметров на основании результатов предыдущего этапа расчета позволяет применить предлагаемый способ для метода конечных элементов.

Выбор конечного элемента и его свойства

В основу метода конечных элементов положено расчленение рассматриваемой конструкции на элементы простой геометрической конфигурации. Сочленение элементов осуществляется в узлах, в которых полностью удовлетворяются условия равновесия и неразрывности перемещений. Выбор конечного элемента определяется возможностью описания геометрии рассчитываемой системы, расчетной моделью конструкции, относительной простотой получения матрицы жесткости или податливости, отражающей работу конструкции, возможностью учета нелинейности материала и связей и др.

Для расчета линейной части трубопровода, состоящей из прямолинейных и упругоизогнутых участков (с малой кривизной), наиболее удобным конечным элементом является одномерный линейный элемент. Криволинейные участки в этом случае заменяются совокупностью линейных элементов, являющихся сторонами вписанного многоугольника.

Особенностью подземного трубопровода является наличие связей — грунта, окружающего трубу. Причем если в качестве расчетной схемы трубопровода принимать стержневую систему, то грунт при воздействии на трубопровод продольного усилия и поперечной нагрузки от выталкивающей силы воды играет роль не нагрузки, а сопротивления. Сопротивление грунта перемещениям трубы зависит от направления и перемещения. Поэтому в качестве конечного элемента используется линейный элемент с распределенными связями по его длине. Кроме того, необходим учет геометрической нелинейности системы, обусловленный продольно-поперечным изгибом. Если продольное усилие постоянно по длине, а реакции связей пропорциональны перемещениям, то существует линейная зависимость между узловыми усилиями и перемещениями. Это позволяет на каждом этапе расчета использовать одну и ту же по форме матрицу жесткости или податливости, меняя только характеристики элемента. Таким образом, в качестве конечного элемента принимается линейный элемент определенного размера с постоянным продольным усилием и упругими распределенными поперечными и продольными связями по длине.

Длина конечного элемента определяется для криволинейных участков кривизной и углом поворота, а для прямолинейных участков — минимальной и максимальной длиной из условия точности выполнения решения численным методом на ЭВМ. Каждый конечный элемент должен обладать постоянными свойствами. Под этим понимается, что в пределах элемента все параметры — диаметр и толщина

стенки трубы, рабочее давление, температурный перепад, категория участка, физико-механические свойства трубы, физико-механические свойства грунта, уровень обводнения, тип и число закрепляющих устройств должны быть одинаковы. Следовательно, узловые точки — места стыковки элементов обязательно назначаются в сечениях по длине рассчитываемого участка трубопровода, которые являются границей изменения этих параметров.

Для учета физической нелинейности среды, взаимодействующей с трубопроводом, а также материала труб используется метод переменных параметров упругости. Эти параметры определяются на основании результатов расчета перемещений и деформаций, полученных на предыдущей итерации, в одном или нескольких сечениях по длине элемента. С целью более полного учета нелинейностей, принятый исходя из ранее указанных условий, линейный размер конечного элемента при ожидаемых больших перемещениях (деформациях) должен быть уменьшен. Для практических расчетов на основании численных экспериментов разработаны рекомендации по разбивке системы на элементы.

Уравнение перемещений и усилий для конечного элемента

Обычно матрицу жесткости или податливости для конечного элемента получают энергетическим методом с использованием наперед заданной формы перемещений. С целью более полного учета действительной формы изгиба при нагружении матрица жесткости и податливости получена на основании уравнения изгиба. Дифференциальное уравнение равновесия — продольно-поперечного изгиба конечного элемента — с ранее описанными свойствами имеет вид

$$EI\frac{d^4v}{dx^4}+S\frac{d^2v}{dx^2}+kv=0, \tag{7.44}$$

где EI — изгибная жесткость трубы; S — эквивалентное продольное усилие, постоянное по длине элемента и в линейной постановке не зависящее от перемещения, положительное при сжатии; k — коэффициент пропорциональности между сопротивлением и перемещением.

Решение уравнения (7.44) в форме начальных параметров в матричном виде

$$\vec{v}(x)=\vec{v}(0)A(x)+\vec{P}(0)B(x);$$
$$\vec{P}(x)=\vec{v}(0)C(x)+\vec{P}(0)D(x). \tag{7.45}$$

В этих выражениях матрица $\vec{v}(x)$ и $\vec{P}(x)$ — перемещения (линейное и угловое) и внутренние усилия (изгибающий момент и поперечная сила) в произвольном сечении стержня x

$$\vec{v}(x)=\begin{bmatrix} v(x) \\ \varphi(x) \end{bmatrix};\quad P(x)=\begin{bmatrix} M(x) \\ \bar{Q}(x) \end{bmatrix}, \tag{7.46}$$

а матрицы $\bar{v}(0)$ и $\bar{P}(0)$ — перемещения и внутренние усилия в начальном сечении стержня

$$\bar{v}(0)=\begin{bmatrix} v(0) \\ \varphi(0) \end{bmatrix}; \quad \bar{P}(0)=\begin{bmatrix} M(0) \\ Q(0) \end{bmatrix}. \tag{7.47}$$

Отметим, что здесь под поперечной силой понимается сила, направленная перпендикулярно к недеформированной оси стержня. Выбор такого направления поперечной силы объясняется необходимостью построения матрицы жесткости или податливости при фиксированной системе координат.

Функции $A(x)$, $B(x)$, $C(x)$, $D(x)$, определяющие изменение перемещений и усилий по длине элемента, находятся из решения линейного дифференциального уравнения (7.44) при заданных граничных условиях с учетом связи между усилиями и перемещениями

$$M(x)=-EI\frac{d^2v}{dx^2}; \quad \bar{Q}(x)=-EI\frac{d^3v}{dx^3}+S\frac{dv}{dx}. \tag{7.48}$$

Запишем искомые функции через параметры R_i, которые находятся в зависимости от корней характеристического уравнения:

$$A(x)=\begin{bmatrix} R_4 & R_3 \\ R_6 & R_5 \end{bmatrix}; \quad B(x)=-1/EI\begin{bmatrix} R_2 & R_1 \\ R_3 & R_2 \end{bmatrix};$$

$$C(x)=-EI\begin{bmatrix} R_8 & R_7 \\ R_9 & R_8 \end{bmatrix}; \quad D(x)=\begin{bmatrix} R_5 & R_3 \\ R_6 & R_4 \end{bmatrix}. \tag{7.49}$$

Первый случай: $S^2/4EI>k$; $S>0$; $k>0$. Корни характеристического уравнения (7.44)

$$\nu=\sqrt{\frac{S}{2EI}-\sqrt{\left(\frac{S}{2EI}\right)^2-\frac{k}{EI}}};$$

$$\mu=\sqrt{\frac{S}{2EI}+\sqrt{\left(\frac{S}{2EI}\right)^2-\frac{k}{EI}}}. \tag{7.50}$$

Обозначив функции Φ_i

$$\Phi_1=\sin\nu x; \quad \Phi_2=\cos\nu x; \quad \Phi_3=\sin\mu x; \quad \Phi_4=\cos\mu x, \tag{7.51}$$

находим параметры R_i

$$R_1=\frac{\nu\Phi_3-\mu\Phi_1}{\nu\mu H}; \quad R_2=\frac{\Phi_4-\Phi_2}{H}; \quad R_3=\frac{\nu\Phi_1-\mu\Phi_3}{H};$$

$$R_4=\frac{\nu^2\Phi_4-\mu^2\Phi_2}{H}; \quad R_5=\frac{\nu^2\Phi_2-\mu^2\Phi_4}{H};$$

$$R_6=\frac{\nu\mu^2\Phi_1-\nu^2\mu\Phi_3}{H}; \quad R_7=\frac{\mu^3\Phi_3-\nu^3\Phi_1}{H};$$

$$R_8=\frac{\nu^2\mu^2(\Phi_2-\Phi_4)}{H};\quad R_9=\frac{\nu\mu(\mu^3\Phi_1-\nu^3\Phi_3)}{H}, \tag{7.52}$$

где

$$H=\nu^2-\mu^2. \tag{7.53}$$

Второй случай: $S^2/4EI>k$; $S>0$; $k=0$, тогда согласно (7.50)

$$\nu=0,\quad \mu=\sqrt{S/EI}. \tag{7.54}$$

Для нахождения параметров R_i для этого случая раскрываем неопределенности по правилу Лопиталя

$$R_1=\lim_{\nu\to 0}\frac{\nu\sin\mu x-\mu\sin\nu x}{\upsilon^3\mu-\nu\mu^3}=\frac{\mu x-\sin\mu x}{\mu^3};$$

$$R_2=\frac{1-\cos\mu x}{\mu^2};\quad R_3=\frac{\sin\mu x}{\mu};\quad R_4=1;\quad R_5=\cos\mu x;$$

$$R_6=0;\quad R_7=-\mu\sin\mu x;\quad R_8=0;\quad R_9=0. \tag{7.55}$$

Третий случай: $S^2/4EI>k$; $S<0$; $k=0$, тогда

$$\nu=0,\quad \mu=\sqrt{-S/EI}. \tag{7.56}$$

Используя соотношения между тригонометрическими и гиперболическими функциями, находим из (7.55)

$$R_1=\frac{\operatorname{sh}\mu x-\mu x}{\mu^3};\quad R_2=\frac{\operatorname{ch}\mu x-1}{\mu^2};\quad R_3=\frac{\operatorname{sh}\mu x}{\mu};$$

$$R_4=1;\quad R_5=\operatorname{ch}\mu x;\quad R_6=0;$$

$$R_7=\mu\operatorname{sh}\mu x;\quad R_8=0;\quad R_9=0. \tag{7.57}$$

Четвертый случай: $S=0$; $k=0$. Раскрывая неопределенности из выражений (7.55) или (7.57), находим

$$R_1=\frac{x^3}{6};\quad R_2=\frac{x^2}{2};\quad R_3=x;\quad R_4=1;$$

$$R_5=1;\quad R_6=R_7=R_8=R_9=0. \tag{7.58}$$

Пятый случай: $S^2/4EI>k$; $k>0$; $S<0$; тогда

$$\nu=\sqrt{-\frac{S}{2EI}+\sqrt{\left(\frac{S}{2EI}\right)^2-\frac{k}{EI}}};$$

$$\mu=\sqrt{-\frac{S}{2EI}-\sqrt{\left(\frac{S}{2EI}\right)^2-\frac{k}{EI}}}. \tag{7.59}$$

Здесь $\Phi_1=\sin i\nu x=-(\operatorname{sh}\nu x)/i$; $\Phi_2=\operatorname{ch}\nu x$;

$$\Phi_3=-(\operatorname{sh}\mu x)/i;\quad \Phi_4=\operatorname{ch}\mu x;\quad H=\mu^2-\nu^2. \tag{7.60}$$

Элементы R_i определяются по тем же формулам (7.52)

$$R_1=\frac{\nu i(-\operatorname{sh}\mu x)/i-\mu i(\operatorname{sh}\nu x)i}{\nu i\mu iH}=\frac{\nu\operatorname{sh}\mu x+\mu\operatorname{sh}\nu x}{\nu\mu H};$$

$$R_2=\frac{\operatorname{ch}\mu x-\operatorname{ch}\nu x}{H};\quad R_3=\frac{-\nu\operatorname{sh}\nu x+\mu\operatorname{sh}\mu x}{H};$$

$$R_4=\frac{-\nu^2\operatorname{ch}\mu x+\mu^2\operatorname{ch}\nu x}{H};\quad R_5=\frac{-\nu^2\operatorname{ch}\nu x+\mu^2\operatorname{ch}\mu x}{H};$$

$$R_6=\frac{\nu\mu^2\operatorname{sh}\nu x-\nu^2\mu\operatorname{sh}\mu x}{H};\quad R_7=\frac{\mu^3\operatorname{sh}\mu x-\nu^3\operatorname{sh}\nu x}{H};$$

$$R_8=\frac{\nu^2\mu^2(\operatorname{ch}\nu x-\operatorname{ch}\mu x)}{H};\quad R_9=\frac{\nu\mu(-\mu^3\operatorname{sh}\nu x+\nu^3\operatorname{sh}\mu x)}{H}. \tag{7.61}$$

Шестой случай: $S^2/4EI<k$; $S>0$ или $S<0$; $k=0$. Корни характеристического уравнения

$$\alpha=\sqrt{\sqrt{\frac{k}{4EI}}-\frac{S}{4EI}};$$

$$\beta=\sqrt{\sqrt{\frac{k}{4EI}}+\frac{S}{4EI}}. \tag{7.62}$$

Обозначив функции Φ_i через

$$\Phi_1=\operatorname{sh}\alpha x\sin\beta x;\quad \Phi_2=\operatorname{ch}\alpha x\cos\beta x;\quad \Phi_3=\operatorname{sh}\alpha x\cos\beta x;$$

$$\Phi_4=\operatorname{ch}\alpha x\sin\beta x;\quad H=2\alpha\beta, \tag{7.63}$$

находим параметры R_i

$$R_1=\frac{\alpha\Phi_4-\beta\Phi_3}{(\alpha^2+\beta^2)H};\quad R_2=\frac{\Phi_1}{H};\quad R_3=\frac{\alpha\Phi_4+\beta\Phi_3}{H};$$

$$R_4=\frac{(\beta^2-\alpha^2)\Phi_1+2\alpha\beta\Phi_2}{H};\quad R_5=\frac{(\alpha^2-\beta^2)\Phi_1+2\alpha\beta\Phi_2}{H};$$

$$R_6=\frac{(\alpha^2+\beta^2)(\beta\Phi_3-\alpha\Phi_4)}{H};\quad R_7=\frac{\beta(3\alpha^2-\beta^2)\Phi_3+\alpha(\alpha^2-3\beta^2)\Phi_4}{H};$$

$$R_8=\frac{-(\alpha^2+\beta^2)\Phi_1}{H};$$

$$R_9=\frac{\alpha^2+\beta^2}{H}[\beta(\beta^2-3\alpha^2)\Phi_3+\alpha(\alpha^2-3\beta^2)\Phi_4]. \tag{7.64}$$

Седьмой случай: $k>0$, $S=0$, тогда

$$\alpha=\beta\sqrt[4]{k/4EI}; \tag{7.65}$$

$$R_1=\frac{\Phi_4-\Phi_3}{4\beta^3};\quad R_2=\Phi_1/2\beta^2;\quad R_3=\frac{\Phi_4+\Phi_3}{2\beta};$$

$$R_4=\Phi_2;\quad R_5=\Phi_2;\quad R_6=\beta(\Phi_3-\Phi_4);$$

$$R_7=\beta(\Phi_3-\Phi_4);\quad R_8=-2\beta^2\Phi_1;\quad R_9=-2\beta^3(\Phi_3+\Phi_4),$$

при $k=0$; $S=0$

$$R_1=x^3/6;\quad R_2=x^2/2;\quad R_3=x;\quad R_4=1;$$

$$R_5=1;\quad R_6=R_7=R_8=R_9=0. \tag{7.66}$$

Элементы матрицы жесткости или податливости при продольном растяжении (сжатии) тоже получим на основе решения дифференциального уравнения равновесия стержня с распределенными линейными связями

$$d^2u/dx^2-n^2u=0, \tag{7.67}$$

где u — продольное перемещение по оси x; n^2 — коэффициент пропорциональности между сопротивлением и продольным перемещением:

$$n^2=\pi D_{\text{н}}c_x/EF, \tag{7.68}$$

$D_{\text{н}}$ — наружный диаметр трубы; c_x — обобщенный коэффициент касательного сопротивления грунта; EF — жесткость сечения на растяжение (сжатие).

Решение уравнения (7.67) в форме начальных параметров

$$u(x)=u(0)A(x)+N(0)B(x);$$

$$N(x)=u(0)C(x)+N(0)D(x). \tag{7.69}$$

В этих выражениях $u(x)$ и $N(x)$ — продольное перемещение и продольное усилие в произвольном сечении стержня x, функции A, B, C и D записываются в виде

$$A=\Phi_2(x);\quad B=(1/EFn)\Phi_1(x);$$

$$C=EFn\Phi_1(x);\quad D=\Phi_2(x), \tag{7.70}$$

где

$$\Phi_1(x)=\operatorname{sh}nx;\quad \Phi_2(x)=\operatorname{ch}nx. \tag{7.71}$$

Для вычисления грузовых членов рассматривается нагружение элемента равномерно-распределенной поперечной нагрузкой q и воздействием температурного перепада Δt и внутреннего давления p. Тогда общее решение уравнения (7.44) будет состоять из решения однородного уравнения (7.45) и частного решения

$$\bar{v}(x)=(q/EI)E(x);$$

$$\bar{P}(x)=qF(x). \tag{7.72}$$

Функции $E(x)$ и $F(x)$ определяются по формулам, зависящим от корней характеристического уравнения (7.44),

$$E(x)=\begin{vmatrix} R_v \\ R_\varphi \end{vmatrix}; \quad F(x)=\begin{vmatrix} R_M \\ R_Q \end{vmatrix}. \tag{7.73}$$

При $S^2/4EI>k$; $S>0$; $k>0$,

$$R_v=\frac{1}{\nu^2\mu^2}\left(1-\frac{\nu^2\Phi_4-\mu^2\Phi_2}{H}\right);$$

$$R_\varphi=\frac{1}{\nu^2\mu^2}\frac{\nu^2\mu\Phi_3-\mu^2\nu\Phi_1}{H};$$

$$R_M=\frac{\Phi_4-\Phi_2}{H}; \quad R_Q=\frac{\nu^3\Phi_3-\mu^3\Phi_1}{\nu\mu H}. \tag{7.74}$$

При $S>0$; $k=0$

$$R_v=\frac{1}{\mu^4}\left[\frac{(\mu x)^2}{2}-1+\cos\mu x\right]; \quad R_\varphi=\frac{\mu x-\sin\mu x}{\mu^3};$$

$$R_M=\frac{1}{\mu^2}(1-\cos\mu x); \quad R_Q=x. \tag{7.75}$$

При $S=0$ $k=0$

$$R_v=x^4/24; \quad R_\varphi=x^3/6; \quad R_M=x^2/2; \quad R_Q=x. \tag{7.76}$$

Общее решение уравнения (7.67) будет состоять из суммы уравнения (7.69) и частного решения

$$u(x)=\frac{EF\alpha\Delta t-\mu\sigma_{кц}F}{EFn}\Phi_1(x);$$

$$N_x=(\alpha\Delta tEF-\mu\sigma_{кц}F)[\Phi_2(x)-1], \tag{7.77}$$

где α — коэффициент линейного расширения; Δt — температурный перепад, положительный при нагревании; $\sigma_{кц}$ — кольцевые (тангенциальные) напряжения от внутреннего давления.

Матрица податливости элемента

Так как на каждом этапе расчета принимается линейная модель грунта, а усилие S считается постоянным по длине (т. е. упругие характеристики грунта, как и величина S, принимаются независимыми от перемещений), то на основании решения уравнений равновесия при растяжении (сжатии), кручении, изгибе можно получить матрицу податливости начала и конца элемента.

Обозначив матрицу податливости начала элемента через $\Delta_н$, а конца — через $\Delta_к$, записываем условия для определения этих матриц при продольно-поперечном изгибе и сжатии (растяжении)

$$\Delta_{н}=\begin{vmatrix}\delta_{11} & \delta_{12} & \delta_{13}\\ \delta_{21} & \delta_{22} & \delta_{23}\\ \delta_{31} & \delta_{32} & \delta_{33}\end{vmatrix}=\begin{vmatrix}\varphi_0(M_0=1) & \varphi_0(\bar{Q}_0=1) & \varphi_0(N_0=1)\\ -v_0(M_0=1) & -v_0(\bar{Q}_0=1) & -v_0(N_0=1)\\ u_0(M_0=1) & u_0(\bar{Q}_0=1) & u_0(N_0=1)\end{vmatrix};$$

(7.78)

$$\Delta_{к}=\begin{vmatrix}\varphi_l(M_0=1) & \varphi_l(\bar{Q}_0=1) & \varphi_l(N_0=1)\\ -v_l(M_0=1) & -v_l(\bar{Q}_0=1) & -v_l(N_0=1)\\ u_l(M_0=1) & u_l(\bar{Q}_0=1) & u_l(N_0=1)\end{vmatrix}. \qquad (7.79)$$

При определении матрицы податливости можно использовать независимые уравнения равновесия относительно продольных и поперечных перемещений, так как для каждого элемента можно считать, что ввиду малости поперечных и угловых перемещений продольные перемещения незначительно зависят от поперечных и угловых.

На основании полученных решений уравнений равновесия, исходя из условий (7.78) и (7.79), получаем элементы матрицы податливости. Приведем их значение для двух главных случаев соотношения жесткости трубы и связей — первого и шестого. При $S>2\sqrt{EIk}$, $S>0$, $k>0$

$$\delta_{11н}=\frac{G_2}{BG_1}[\mu^3\Phi_1(l)\Phi_4(l)-\nu^3\Phi_3(l)\Phi_2(l)];$$

$$\delta_{12н}=\delta_{21н}=\frac{1}{BG_1}[G_3\Phi_1(l)\Phi_3(l)+G_4\Phi_2(l)\Phi_4(l)-G_4];$$

$$\delta_{22н}=\frac{G_2}{BG_1\nu\mu}[\nu^3\Phi_1(l)\Phi_4(l)-\mu^3\Phi_3(l)\Phi_2(l)];$$

$$\delta_{11к}=\frac{G_2}{BG_1}[\mu^3\Phi_1(l)-\nu^3\Phi_3(l)];$$

$$\delta_{12к}=-\delta_{21к}=\frac{G_2\nu\mu}{BG_1}[\Phi_2(l)-\Phi_4(l)];$$

$$\delta_{22к}=\frac{G_2}{BG_1\nu\mu}[\nu^3\Phi_1(l)-\mu^3\Phi_3(l)];$$

$$\delta_{33н}=\frac{1}{An}\frac{\operatorname{ch}nl}{\operatorname{sh}nl};\quad \delta_{33к}=\frac{1}{An}\frac{1}{\operatorname{sh}nl}, \qquad (7.80)$$

где

$$A=EF;\quad B=EI;$$

$$G_1=2\nu^4\mu^4[1-\Phi_2(l)\Phi_4(l)]-\nu\mu[(\nu^6+\mu^6)\Phi_1(l)\Phi_3(l)];$$

$$G_2=(\mu^2-\nu^2)\mu\nu;\quad G_3=(\mu^4+\nu^4)\mu\nu;\quad G_4=(\mu^2+\nu^2)\mu\nu;$$

$$\Phi_1(l)=\sin\nu l;\quad \Phi_2(l)=\cos\nu l;\quad \Phi_3(l)=\sin\mu l;\quad \Phi_4(l)=\cos\mu l. \qquad (7.81)$$

Остальные элементы матрицы податливости равны нулю. При $S<2\sqrt{EIk}$; $S>0$; $k>0$

$$\delta_{11н}=\frac{\alpha\beta}{BH_3}(H_1\,\mathrm{sh}\,2\alpha l+H_2\sin 2\beta l);$$

$$\delta_{12н}=\delta_{21н}=\frac{1}{BH_3}(\beta H_1\,\mathrm{sh}^2\,\alpha l+\alpha H_2\sin^2\beta l);$$

$$\delta_{22н}=\frac{\alpha\beta}{BH_3(\alpha^2+\beta^2)}(H_1\,\mathrm{sh}\,2\alpha l-H_2\sin 2\beta l);$$

$$\delta_{11к}=\frac{2\alpha\beta}{BH_3}(H_1\,\mathrm{ch}\,\alpha l\sin\beta l+H_2\,\mathrm{sh}\,\alpha l\cos\beta l);$$

$$\delta_{12к}=-\delta_{21к}=\frac{2\alpha\beta(\alpha^2+\beta^2)}{BH_3}\,\mathrm{sh}\,\alpha l\sin\beta l;$$

$$\delta_{22к}=\frac{2\alpha\beta}{BH_3(\alpha^2+\beta^2)}(H_1\sin\alpha l\cos\beta l-H_2\,\mathrm{ch}\,\alpha l\sin\beta l), \qquad (7.82)$$

где $$H_1=\beta(3\alpha^2-\beta^2);\quad H_2=\alpha(3\beta^2-\alpha^2);$$

$$H_3=H_1^2\,\mathrm{sh}^2\,\alpha l-H_2^2\sin^2\beta l. \qquad (7.83)$$

Элементы столбца грузовых членов от воздействия температуры и внутреннего давления на основе частного решения (7.77) вычисляют по формуле

$$a_{1p}=a_{2p}=0;$$

$$a_{3pн}=a_{3pк}=\left(\alpha\Delta t+\frac{0{,}2\sigma_{кц}}{E}\right)\frac{\mathrm{th}\,nl}{n}. \qquad (7.84)$$

Матрица жесткости элемента

Так как основное дифференциальное уравнение равновесия элемента (7.44) учитывает геометрическую нелинейность системы (продольно-поперечный изгиб), то в данном случае матрица жесткости не является величиной, обратной матрице податливости. Как и ранее обозначив матрицу жесткости начала элемента через $R_н$, а конца — через $R_к$, записываем условие для определения этих матриц

$$R_н=\begin{vmatrix} r_{11} & r_{12} & r_{13}\\ r_{21} & r_{22} & r_{23}\\ r_{31} & r_{32} & r_{33}\end{vmatrix}=\begin{vmatrix} M_0(\varphi_0=1) & -M_0(v_0=1) & M_0(u_0=1)\\ \bar{Q}_0(\varphi_0=1) & -\bar{Q}_0(v_0=1) & \bar{Q}_0(u_0=1)\\ N_0(\varphi_0=1) & N_0(v_0=1) & N_0(u_0=1)\end{vmatrix}; \qquad (7.85)$$

$$R_к=\begin{vmatrix} -M_l(\varphi_0=1) & M_l(v_0=1) & M_l(u_0=1)\\ \bar{Q}_l(\varphi_0=1) & \bar{Q}_l(v_0=1) & \bar{Q}_l(u_0=1)\\ N_l(\varphi_0=1) & N_l(v_0=1) & N_l(u_0=1)\end{vmatrix}. \qquad (7.86)$$

На основании полученных ранее решений уравнений равновесия, исходя из условий (7.85) и (7.86), получаем элементы матрицы жесткости элемента.

При $S>2\sqrt{EIk}$; $S>0$, $k>0$

$$r_{11н}=\frac{(\nu^2-\mu^2)[\nu\Phi_3(l)\Phi_2(l)-\mu\Phi_1(l)\Phi_4(l)]}{Q};$$

$$r_{12н}=r_{21н}=-\frac{\mu\nu(\mu^2+\nu^2)\Phi_2(l)\Phi_4(l)+2\mu\nu\Phi_3(l)\Phi_1(l)-(\mu^2+\nu^2)}{Q};$$

$$r_{22н}=\frac{\nu\mu(\mu^2-\nu^2)[\nu\Phi_1(l)\Phi_4(l)-\mu\Phi_3(l)\Phi_2(l)]}{Q};$$

$$r_{33н}=nEF\frac{\operatorname{ch} nl}{\operatorname{sh} nl};$$

$$r_{11к}=\frac{(\mu^2-\nu^2)[\nu\Phi_3(l)-\mu\Phi_1(l)]}{Q};$$

$$r_{12к}=r_{21к}=\frac{\mu\nu(\nu^2-\mu^2)[\Phi_4(l)-\Phi_2(l)]}{Q};$$

$$r_{22к}=\frac{\mu\nu(\mu^2-\nu^2)[\nu^2\Phi_1(l)-\mu^2\Phi_3(l)]}{Q};$$

$$r_{33к}=nEF\frac{1}{\operatorname{sh} nl}, \qquad (7.87)$$

где

$$Q=\frac{1}{EI}[(\nu^2+\mu^2)\Phi_1(l)\Phi_3(l)+2\mu\nu(\Phi_2(l)\Phi_4(l)-1)]. \qquad (7.88)$$

При $S<2\sqrt{EIk}$; $S>0$; $k>0$

$$r_{11н}=\frac{\alpha\beta(\beta\operatorname{sh}2\alpha l-\alpha\sin 2\beta l)}{Q};$$

$$r_{12н}=r_{21н}=-\frac{(\alpha^2+\beta^2)(\beta^2\operatorname{sh}^2\alpha l+\alpha^2\sin^2\beta l)}{Q};$$

$$r_{22н}=\frac{\alpha\beta(\alpha^2+\beta^2)(\beta\operatorname{sh}2\alpha l+\alpha\sin 2\beta l)}{Q};$$

$$r_{11к}=\frac{2\alpha\beta(\alpha\operatorname{ch}\alpha l\sin\beta l-\beta\operatorname{sh}\alpha l\cos\beta l}{Q};$$

$$r_{12к}=r_{21к}=-\frac{2\alpha\beta(\alpha^2+\beta^2)\operatorname{sh}\alpha l\sin\beta l}{Q};$$

$$r_{22к}=\frac{2\alpha\beta(\alpha^2+\beta^2)(\beta\,\mathrm{sh}\,\alpha l\cos\beta l+\alpha\,\mathrm{ch}\,\alpha l\sin\beta l)}{Q}; \qquad (7.89)$$

где

$$Q=\frac{\beta^2\,\mathrm{sh}^2\,\alpha l-\alpha^2\sin^2\beta l}{EI}. \qquad (7.90)$$

Реакции от давления и температурного перепада определяют по формуле

$$a_{1p}=a_{2p}=0;$$
$$a_{3p}=(\alpha\Delta tE+0{,}2\sigma_{кц})F. \qquad (7.91)$$

Уравнение неразрывности узла неразветвленной системы

Под неразветвленной системой трубопровода понимается линейный участок трубопровода, состоящий из прямолинейных, упругоизогнутых участков и отводов без ответвлений, обычно выполняемых с применением тройников. Для таких схем в каждом узле стыкуются два элемента, имеющие каждый свои геометрические и физические характеристики. Метод конечных элементов для расчетов можно использовать как в форме составления уравнения неразрывности перемещений узла, так и в форме составления уравнения равновесия узла. Отметим, что хотя решение с использованием метода сил более простое, однако использовать его можно только в случае наличия внешних связей (узловых или распределенных) в каждом элементе. В то же время для разветвленных систем более простое решение получается с использованием метода перемещений.

Типовой узел стыковки элементов с использованием метода сил изображен на рис. 7.6, *а*, а с использованием метода перемещений — на рис. 7.6, *б*. Обозначим номер узла i, длину элемента, предшествующего узлу, l_i, длину последующего элемента l_{i+1}, угол между этими элементами γ_i, усилия в узле: X_{3i-2} — момент, X_{3i-1} — поперечная сила, X_{3i} — продольная сила (см. рис. 7.6, *а*), перемещения в узле: Z_{3i-2} — угловое, Z_{3i-1} — поперечное, Z_{3i} — продольное (см. рис. 7.6, *б*).

Уравнение неразрывности перемещений в i-м узле выражает равенство нулю перемещений узла по трем компонентам от усилий в узлах $(i-1)$, i и $(i+1)$, а также от нагрузок и воздействий, действующих на примыкающие к узлу элементы l_i и l_{i+1}.

Уравнение равновесия в i-м узле выражает равенство нулю усилий по трем направлениям от перемещений в узлах $(i-1)$, i и $(i+1)$, а также от нагрузок и воздействий, действующих на примыкающие к узлу элементы l_i и l_{i+1}.

Таким образом, для каждого узла мы получаем систему трех уравнений, которые в матричной форме имеют вид

$$R_{j(j-1)}\vec{X}_{j-1}+R_{jj}\vec{X}_j+R_{j(j+1)}\vec{X}_{j+1}=\vec{R}_{jp}, \qquad (7.92)$$

где векторы узловых обобщенных усилий

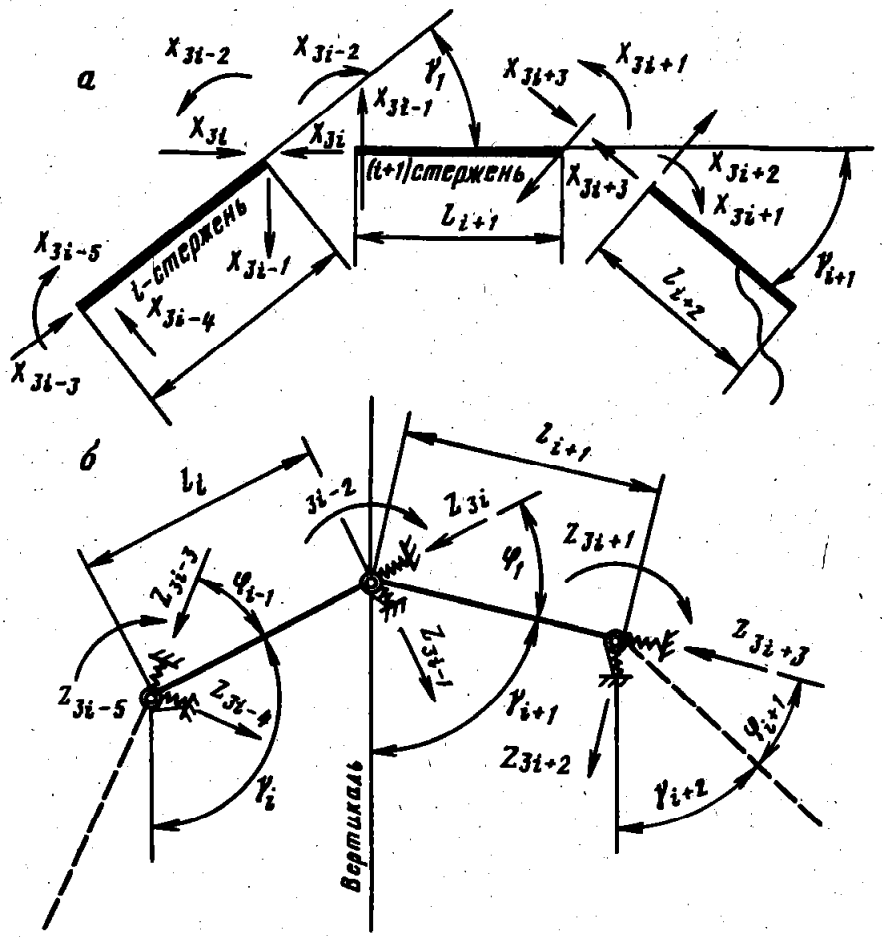


Рис. 7.6. Типовой узел стыковки элементов

$$\vec{X}_{j-1}=\begin{vmatrix} X_{3i-5} \\ X_{3i-4} \\ X_{3i-3} \end{vmatrix};\quad \vec{X}_{j}=\begin{vmatrix} X_{3i-2} \\ X_{3i-1} \\ X_{3i} \end{vmatrix};$$

$$\vec{X}_{j+2}=\begin{vmatrix} X_{3i+1} \\ X_{3i+2} \\ X_{3i+3} \end{vmatrix};\quad \vec{R}_{jp}=\begin{vmatrix} R_{(3i-2)p} \\ R_{(3i-1)p} \\ R_{(3i)p} \end{vmatrix}. \qquad (7.93)$$

Матрица податливости или жесткости узла имеет вид

$$R_{j(j-1)}=\begin{vmatrix} a_{(3i-2)(3i-5)} & a_{(3i-2)(3i-4)} & a_{(3i-2)(3i-3)} \\ a_{(3i-1)(3i-5)} & a_{(3i-1)(3i-4)} & a_{(3i-1)(3i-3)} \\ a_{3i(3i-5)} & a_{3i(3i-4)} & a_{3i(3i-3)} \end{vmatrix};$$

$$R_{jj}=\begin{vmatrix} a_{(3i-2)(3i-2)} & a_{(3i-2)(3i-1)} & a_{(3i-2)3i} \\ a_{(3i-1)(3i-2)} & a_{(3i-1)(3i-1)} & a_{(3i-1)3i} \\ a_{(3i)(3i-2)} & a_{(3i)(3i-1)} & a_{3i(3i)} \end{vmatrix};$$

$$R_{j(j+1)}=\begin{vmatrix} a_{(3i-2)(3i+3)} & a_{(3i-2)(3i+2)} & a_{(3i-2)(3i+1)} \\ a_{(3i-1)(3i+3)} & a_{(3i-1)(3i+2)} & a_{(3i-2)(3i+1)} \\ a_{3i(3i+3)} & a_{3i(3i+2)} & a_{3i(3i+1)} \end{vmatrix}. \qquad (7.94)$$

Элементы матрицы податливости узла определяют через элементы податливости конечного элемента исходя из принятых на рис. 7.6, *а* направлений усилий

$$a_{(3i-2)(3i-5)}=-\delta_{11i_к};\ a_{(3i-2)(3i-4)}=-\delta_{12i_к};\ a_{(3i-2)(3i-3)}=0;$$

$$a_{(3i-2)(3i-2)}=\delta_{11i_н}+\delta_{11(i+1)_н};$$

$$a_{(3i-2)(3i-1)}=-\delta_{12i_н}\cos\gamma_i+\delta_{12(i+1)_н};$$

$$a_{(3i-2)(3i)}=-\delta_{12i_н}\sin\gamma_i;$$

$$a_{(3i-2)(3i+1)}=-\delta_{11(i+1)_к};$$

$$a_{(3i-2)(3i+2)}=\delta_{12i_к}\cos\gamma_{(i+1)};$$

$$a_{(3i-2)(3i+3)}=\delta_{12(i+1)_к}\sin\gamma_{(i+1)};$$

$$a_{(3i-1)(3i-5)}=-\delta_{21i_к}\cos\gamma_i;$$

$$a_{(3i-1)(3i-4)}=-\delta_{22i_к}\cos\gamma_i;$$

$$a_{(3i-1)(3i-3)}=\delta_{33_к}\sin\gamma_i;$$

$$a_{(3i-1)(3i-2)}=-\delta_{21i_н}\cos\gamma_i-\delta_{21(i+1)_н};$$

$$a_{(3i-1)(3i-1)}=\delta_{22i_н}\cos^2\gamma_i+\delta_{33i_н}\sin^2\gamma_i+\delta_{22(i+1)_н};$$

$$a_{(3i-1)3i}=(\delta_{22i_н}-\delta_{33i_н})\sin\gamma_i\cos\gamma_i;$$

$$a_{(3i-1)(3i+1)}=\delta_{21(i+1)_к};$$

$$a_{(3i-1)(3i+2)}=-\delta_{22(i+1)_к}\cos\gamma_{(i+1)};$$

$$a_{(3i-1)(3i+3)}=-\delta_{22(i+1)_к}\sin\gamma_{(i+1)};$$

$$a_{(3i)(3i-5)}=\delta_{21i_к}\sin\gamma_i;\ a_{(3i)(3i-4)}=-\delta_{22i_к}\sin\gamma_i;$$

$$a_{(3i)(3i-3)}=-\delta_{33i_к}\cos\gamma_i;\ a_{(3i)(3i-2)}=-\delta_{21i_н}\sin\gamma_i;$$

$$a_{(3i)(3i-1)}=(\delta_{22i_н}-\delta_{33i_н})\sin\gamma_i\cos\gamma_i;$$

$$a_{(3i)(3i)}=\delta_{22i_н}\sin^2\gamma_i+\delta_{33_н}\cos^2\gamma_i+\delta_{33_н(i+1)};$$

$$a_{(3i)(3i+1)}=0;$$

$$a_{(3i)(3i+2)}=\delta_{33(i+1)_к}\sin\gamma_{(i+1)};$$

$$a_{(3i)(3i+3)}=-\delta_{33(i+1)_к}\cos\gamma_{(i+1)}. \qquad (7.95)$$

Правую часть уравнений (7.92) записываем в виде

$$R_{(3i-2)p}=0;\ R_{(3i-1)p}=a_{3pi}\sin\gamma_i;$$

$$R_{(3i-2)p}=-R_{3pi}\cos\gamma_i+a_{3p(i+1)}. \qquad (7.96)$$

Для учета граничных условий будем считать, что к первому и последнему узлам рассчитываемого участка трубопровода примыка-

ют конструкции, податливости которых по трем направлениям известны. Тогда при формировании системы уравнений для первого ($i=1$) и последнего узлов ($i=k$) к элементам матрицы главной диагонали добавляют соответствующие податливости.

Аналогично изложенному определяют элементы матрицы жесткости узла, которые записывают в виде (7.94), но вместо величин податливости элемента δ_{ik} входят величины жесткости элемента r_{ik}, вычисляемые по формулам (7.87) или (7.89).

Определение перемещений и усилий по длине конечного элемента

На основании решения системы уравнений (7.92) определяют узловые усилия X (при использовании метода сил) или узловые перемещения Z. Чтобы использовать решения уравнения равновесия элемента, описывающие изменение усилий и перемещений по длине, необходимо определить начальные параметры $\vec{v}(0)$ и $\vec{P}(0)$ в функции узловых усилий или перемещений. При использовании метода сил начальные параметры определяют по формулам

$$v(0)_i = -\delta_{21i_н}X_{3i-5} - \delta_{22i_н}X_{3i-4} - \delta_{21i_к}X_{3i-2} + \delta_{22i_к}(X_{3i-1}\cos\gamma_i + X_{3i}\sin\gamma_i);$$

$$\varphi(0)_i = \delta_{11i_н}X_{3i-5} + \delta_{12i_н}X_{3i-4} - \delta_{11i_к}X_{(3i-2)_к} + \delta_{12i_к}(X_{3i-1}\cos\gamma_i + X_{3i}\sin\gamma_i);$$

$$M(0)_i = X_{3i-5};\quad \vec{Q}(0)_i = X_{3i-4}. \tag{7.97}$$

Для определения продольных перемещений и продольных усилий по длине элемента необходимо учесть особенность трубопровода как стержня трубчатого сечения при наличии внутреннего давления

$$u(\xi) = \frac{1}{EFn}\left\{X_{3i-3}\frac{\operatorname{ch}[nl(1-\xi)]}{\operatorname{sh} nl} + (X_{3i}\cos\gamma_i - X_{3i-1}\sin\gamma_i)\frac{\operatorname{ch} nl\xi}{\operatorname{sh} nl} - \right.$$

$$\left. - S_{\infty(i)}\left(\operatorname{sh} nl\xi - \frac{\operatorname{ch} nl - 1}{\operatorname{sh} nl}\operatorname{ch} nl\xi\right)\right.;$$

$$N(\xi) = X_{3i-3}\frac{\operatorname{sh}[nl(1-\xi)]}{\operatorname{sh} nl} + (X_{3i}\cos\gamma_i - X_{3i-1}\sin\gamma_i)\frac{\operatorname{sh} nl\xi}{\operatorname{sh} nl} +$$

$$+ S_{\infty(i)}\frac{\operatorname{sh}[nl(1-\xi)] + \operatorname{sh} nl\xi}{\operatorname{sh} nl} + N_{\infty(i)}, \tag{7.98}$$

где $\xi = x/l$ — безразмерная координата, $S_\infty = (\alpha\Delta tE + 0{,}2\sigma_{кц})F$ — эквивалентное продольное усилие при отсутствии перемещений; $N_\infty = (\mu\sigma_{кц} - \alpha\Delta tE)F$ — то же усилие в стенках трубы.

При использовании метода перемещений начальные параметры определяют по формулам

$$v(0)_i = -Z_{3i-1}\sin\varphi_i - Z_{3i}\cos\varphi_i;\quad \varphi(0)_i = Z_{3i-2};$$

$$M(0)_i = Z_{3i-2}r_{11i_н} - Z_{3i-1}r_{21i_к}\sin\varphi_i - Z_{3i}v_{21i_к}\cos\varphi_i +$$

$$+ Z_{3i-2}r_{11i_к} + Z_{3i-1}r_{12i_н}\sin\varphi_i + Z_{3i}r_{12i_н}\cos\varphi_i;$$

$$\overline{Q}(0)_i=(Z_{3i}\cos\varphi_i+Z_{3i-1}\sin\varphi_i)\,r_{22i_н}+Z_{3i-2}r_{21i_н}-$$
$$-(Z_{3i}\cos\varphi_i+Z_{3i-1}\sin\varphi_i)\,r_{22i_к}+Z_{3i-2}r_{21i_к},$$
$$u(0)_i=-Z_{3i-1}\cos\varphi_i+Z_{3i}\sin\varphi_i. \qquad (7.99)$$

Учет геометрической нелинейности системы

В связи с возможными значительными перемещениями трубопровода алгоритм программы учитывает геометрическую нелинейность системы.

Геометрическая нелинейность системы (продольно-поперечный изгиб) учитывалась вычислением составляющих матрицы податливости из уравнения продольно-поперечного изгиба, причем считалось, что эквивалентное продольное усилие S, способствующее увеличению изгиба элемента, не зависит от перемещения. Фактически же это усилие зависит от перемещения. Поэтому на каждом этапе расчета использовалось значение усилия, полученного на основе определенных на предыдущем этапе расчета перемещений.

Для определения осевого усилия используют нелинейную связь между деформацией и перемещением

$$\varepsilon_x=\frac{du}{dx}+\frac{1}{2}\left(\frac{dv}{dx}\right)^2, \qquad (7.100)$$

где u и v — соответственно продольные и поперечные перемещения.

Зависимость между деформацией и усилием, воздействием температуры и внутреннего давления имеет вид

$$\varepsilon_x=\frac{N_x}{EF}-\mu\frac{\sigma_{кц}}{E}+\alpha\Delta t, \qquad (7.101)$$

где N_x — растягивающее продольное усилие в стенках трубы, которое связано с эквивалентным сжимающим продольным усилием зависимостью

$$N_x=pF_{св}-S_x. \qquad (7.102)$$

Под S_x понимается равнодействующая усилий, действующих в сечении трубы.

Из уравнений (7.100) и (7.101) с учетом (7.102), считая усилие постоянным по длине элемента, выполнив интегрирование, находим значение эквивалентного осевого усилия для элемента

$$S_i=S_{\infty i}-EF(\Delta_{1i}+\Delta_{2i}), \qquad (7.103)$$

где

$$S_\infty=(\alpha\Delta t_i E+0{,}2\sigma_{кцi})\,F; \qquad (7.104)$$

$$\Delta_{1i}=\frac{u_{l_i}-u_{0_i}}{l_i};\quad \Delta_{2i}=\int_0^1\left(\frac{dv_\xi}{d\xi}\right)^2 d\xi. \qquad (7.105)$$

В программе интегрирование осуществляется численным методом по вычисленным в соответствии с формулой (7.45) значениям углов поворота сечений. Критерием сходимости итерационного процесса определения усилий является сравнение их значений, полученных на предыдущем и последующем этапах расчета.

Для практических расчетов разработана программа «ПРУТ», которая хранится во ВНИИСТе и Южниигипрогазе.

ГЛАВА 8

РАСЧЕТ ПОДЗЕМНЫХ ТРУБОПРОВОДОВ, ПРОКЛАДЫВАЕМЫХ НА ОБВОДНЕННЫХ УЧАСТКАХ ТРАССЫ

Основные особенности расчета по прочности, устойчивости положения (против всплытия) и продольной устойчивости

На подземные трубопроводы, прокладываемые на обводненных и заболоченных участках трассы, а также на вечномерзлых грунтах (при транспорте продукта с положительной температурой), дополнительно действует нагрузка от выталкивающей силы воды. Обводненность участка оказывает влияние и на физико-механические характеристики грунта, окружающего трубопровод. В большинстве случаев при прокладке трубопроводов в этих условиях применяют дополнительные конструктивные мероприятия, обеспечивающие надежную работу трубопровода. К ним относятся дополнительная пригрузка трубопровода грузами различной конфигурации, в том числе и применение обетонированных труб, применение различных свай-анкеров, лопасти которых находятся в устойчивом грунте, различные способы повышения удерживающей способности грунта засыпки, в том числе за счет применения нетканых синтетических материалов, выбор рационального очертания оси трубопровода как в вертикальной плоскости (вогнутые кривые), так и в горизонтальной (волна) и др.

С расчетной точки зрения дополнительная балластировка, даже при групповой расстановке грузов, может рассматриваться как распределенная поперечная нагрузка, оказывающая сопротивление поперечным перемещениям трубопровода вверх. Сваи-анкеры представляют собой сосредоточенные связи, сопротивление которых определяется их взаимодействием с грунтом. При малом шаге анкеров (до пяти диаметров трубы) эти связи можно с достаточной степенью точности рассматривать как распределенные. При расчете трубопроводов необходимо учесть, что применяемые в настоящее время анкерные устройства и их крепление к трубе обеспечивают только

одностороннюю связь, препятствующую только поперечным вертикальным перемещениям трубы вверх.

При проектировании трубопроводов на обводненных участках трассы расчет трубопровода на прочность, деформативность и продольную устойчивость производится как и для необводненных участков, но с учетом дополнительного воздействия выталкивающей силы воды на трубопровод, грузы и грунт засыпки. Дополнительно необходимо проверять устойчивость положения (против всплытия) трубопровода, т. е. проверить достаточность заданной балластировки или определить величину необходимой балластировки. Это предельное состояние, принятое в СНиП 2.05.06.85, выражает собой условие, чтобы для рассматриваемого участка трубопровода отношение суммы всех сил, действующих на трубопроводную конструкцию вниз, к сумме всех сил, действующих вверх, было бы не менее коэффициента надежности против всплытия

$$Q_{вн}/Q_{вв} \leqslant k_{н.в}. \qquad (8.1)$$

В нормах проектирования трубопроводов приводятся значения коэффициента $k_{н.в}$ в зависимости от характера участка трубопровода.

При укладке прямолинейного участка трубопровода в полностью обводненную траншею в числитель левой части условия (8.1) входит нагрузка от массы трубопровода и балластировки, в знаменатель — выталкивающая сила, действующая на трубопровод и конструкцию балластировки. При необходимости учета упругого изгиба трубопровода в вертикальной плоскости добавляется эта нагрузка, определяемая, как описано в гл. 3, в зависимости от угла поворота оси трассы, радиуса упругого изгиба и принятого очертания оси траншеи.

При укладке трубопровода в траншею, уровень обводнения которой в момент укладки ниже максимальной проектной (в процессе эксплуатации), возможно при проверке против всплытия на период строительства учитывать выталкивающую силу воды с учетом ее уровня относительно трубопровода и балластирующих устройств. Это возможно только в том случае, если грунт засыпки обладает удерживающей способностью как по свойствам, так и по величине.

Вопрос об учете веса продукта для нефте- и нефтепродуктопроводов при расчете против всплытия является достаточно спорным. По нормам проектирования необходимо рассчитывать балластировку нефте- и нефтепродуктопроводов из условия возможности опорожнения трубопровода в процессе эксплуатации. Действительно, если в процессе нормальной эксплуатации технологическими режимами предусмотрено опорожнение трубопровода, то такое требование является справедливым. Однако в настоящее время расчет ведется во всех случаях из условия опорожнения. Это мотивируется тем, что возможны отказы трубопровода. Как показал опыт эксплуатации, в этом случае отказ приведет и к всплытию примыкающих участков небольшой протяженности. Однако дополнительные затраты на ликвидацию отказа на конкретном участке значительно меньше затрат,

связанных с проектированием всего трубопровода на аварийный режим.

Отметим еще одну особенность расчета трубопровода на обводненных участках по дополнительному предельному состоянию — устойчивости положения (против всплытия). Учитывая, что в большинстве случаев воздействие выталкивающей силы воды является многократным нагружением, то удерживающую способность грунта, взаимодействующего с трубопроводом и анкерами, следует учитывать только в области упругих деформаций грунта.

Определение характеристик анкеров, находящихся в талом грунте

Под характеристиками анкера, находящегося в грунте, понимается зависимость между нагрузкой на анкер и его перемещением. Эта зависимость позволяет установить ряд основных расчетных параметров: удерживающая способность анкера, соответствующая упругой работе грунта, — участок линейной зависимости между нагрузкой и перемещением; предельная удерживающая способность анкера, соответствующая упругопластической работе грунта; удерживающая способность анкера при перемещениях больших, чем перемещение, соответствующее предельной удерживающей способности.

Согласно нормам проектирования трубопроводов (СНиП 2.05.06—85) при проверке предельных состояний трубопровода по устойчивости положения (против всплытия) несущая способность анкера, погружаемого в талые грунты, определяется в соответствии с нормами проектирования свайных фундаментов.

Следует обратить внимание на то, что расчетные формулы, приведенные в этих нормах, относятся к случаям, когда глубина заложения лопасти от уровня дна траншеи (применительно к трубопроводам) не менее $5d_a$ при пылевато-глинистых грунтах и не менее $6d_a$ при песчаных грунтах (где d_a — условный диаметр лопасти). Эти формулы по определению несущей способности анкера получены исходя из расчетной схемы образования уплотненного ядра в форме параболоида вращения

$$F_d = \gamma_c (\alpha_1 c_1 + \alpha_2 \gamma_{sb} h_1) A, \qquad (8.2)$$

где α_1 и α_2 — безразмерные коэффициенты, принимаемые в зависимости от расчетного угла внутреннего трения грунта φ_1 в рабочей зоне (под рабочей зоной понимается прилегающий к лопасти слой грунта толщиной, равной d_a)

φ_1	α_1	α_2	φ_1	α_1	α_2
13	7,8	2,8	24	18	9,2
15	8,4	3,3	26	23,1	12,3
16	9,4	3,8	28	29,5	16,6
18	10,1	4,5	30	38	22,5
20	12,1	5,5	32	48,4	31
22	15	7	34	64,9	44,4

c_1 — расчетное удельное сцепление пылевато-глинистого или параметр линейности песчаного грунта в рабочей зоне; γ_{sb} — осредненное расчетное значение удельного веса грунта с учетом взвешивания его водой,

$$\gamma_{sb}=(\gamma_s-\gamma_w)/(1+e), \tag{8.3}$$

γ_s — удельный вес частиц грунта; γ_w — удельный вес воды; e — коэффициент пористости; h_1 — глубина залегания лопасти анкера от дна траншеи; A — площадь лопасти; γ_c — коэффициент условий работы принимают в зависимости от грунта равным:

Глины и суглинки:	
твердые, полутвердые и тугопластичные	0,7
мягкопластичные	0,7
текучепластичные	0,6
Пески и супеси:	
пески маловлажные и супеси твердые	0,7
пески влажные и супеси пластичные	0,6
пески водонасыщенные и супеси текучие	0,5

При меньшей глубине заложения призма выпора может выходить на поверхность, такая расчетная схема принята при определении несущей способности анкера в соответствии с нормами проектирования оснований зданий и сооружений

$$F_d=\gamma_c(\gamma_{sb}V_{bf}+c_1A_{bf}\cos\varphi_1), \tag{8.4}$$

где V_{bf} — объем тела выпирания в форме усеченной пирамиды, образуемой плоскостями, проходящими через кромки верхней поверхности лопасти и наклоненной под углом, равным расчетному углу внутреннего трения грунта φ_1; A_{bf} — площадь боковых поверхностей усеченной пирамиды.

Применительно к анкерам с круглой лопастью тело выпирания имеет форму усеченного конуса и в этом случае объем тела выпирания и площадь боковых поверхностей можно определить по формулам

$$V_{bf}=\frac{\pi d_a^2 h_1}{12}(1+a+a^2);$$

$$A_{bf}=\frac{\pi d_a h_1}{2}\frac{(1+a)}{\cos\varphi_1}, \tag{8.5}$$

где

$$a=1+\frac{2h_1}{d_a}\operatorname{tg}\varphi_1. \tag{8.6}$$

Как отмечалось ранее при расчете трубопровода на прочность, деформативность и устойчивость анкера рассматривают как нелинейную связь, т. е. расчет ведут с учетом податливости анкеров в грунте. Предельная удерживающая способность анкера при наличии упругопластических деформаций

$$F_n=F_d/\gamma_c. \tag{8.7}$$

Применяемые в настоящее время анкерные устройства состоят из пары анкеров, соединенных поясами. Их несущая способность определяется не только их количеством, но и расстоянием между ними, которое можно принять равным наружному диаметру трубы. Принимая, что при расстоянии между осями анкеров, равном диаметру анкера, несущая способность устройства равна несущей способности одного анкера, а при расстоянии между анкерами не менее трех его диаметров не происходит взаимодействия между анкерами, используя линейную интерполяцию, находят коэффициент условия работы анкерного устройства

$$m_a = \begin{cases} 0{,}25\left(1 + D_н/d_a\right) & \text{при } D_н/d_a < 3; \\ 1 & \text{при } D_н/d_a \geqslant 3. \end{cases} \tag{8.8}$$

В нормах расчета магистральных трубопроводов расчетную несущую способность анкера определяют по формуле

$$P_a = \Phi_a / k_н, \tag{8.9}$$

где Φ_a — несущая способность анкера, определяемая по (8.2), (8.4) или (8.7) в зависимости от предельного состояния; $k_н$ — коэффициент надежности анкера, принимаемый равным 1,4, если несущая способность определена расчетом, или 1,25, если несущая способность определена по результатам полевых испытаний статической нагрузкой.

Тогда несущую способность анкерного устройства определяют по формуле

$$Б_a = 2 m_a P_a. \tag{8.10}$$

Нормы проектирования магистральных трубопроводов требуют учета податливости анкеров в грунте при расчете прочности и устойчивости трубопровода, для чего необходимо определение параметров работы анкеров при вертикальных перемещениях трубопровода.

С целью определения податливости винтовых анкеров, т. е. определения зависимости «сопротивление анкера — перемещение», были проведены экспериментальные исследования. Для экспериментов использовались серийные анкеры заводского изготовления с однозаходным винтом лопасти диаметром 400 мм, поставляемые с тягой, приваренной к сердечнику лопасти. Для присоединения анкера к нагрузочному приспособлению на конце тяги приваривали проушину и поперечину для подсоединения прогибомера.

Заглубление (завинчивание) анкеров в грунт осуществлялось гидравлическим вращателем, смонтированным на шасси гусеничного трактора. Заглубление составляло 2,4 — 2,5 м, т. е. соответствовало принятому в строительстве заглублению порядка шести диаметров лопасти анкера. Перемещение анкеров вверх осуществлялось ручной лебедкой через систему блоков и четырехкратный полиспаст. На одной грунтовой площадке по периметру основания установки заглублялись 6 анкеров. Верхняя траверса установки позволяла поворачивать ее вокруг вертикальной оси после проведения испытаний

каждого анкера и приступать к исследованию другого анкера. После проведения шести экспериментов вся установка переставлялась на новую площадку. Измерение нагрузки на анкер проводилось серийными динамометрами. Перемещение анкера фиксировалось с точностью до 0,1 мм серийными прогибомерами, установленными на вынесенных реперных опорах. Одновременно фиксировались просадки всей установки, не превышавшие 1,5 см при максимальных нагрузках.

В каждом эксперименте принудительное перемещение анкера производилось этапами от стабилизированного положения, наступившего после предыдущего перемещения. Перемещение анкера на каждом этапе составляло до 10 мм при малых перемещениях и до 100 мм при значительных суммарных перемещениях. После чего наступал период стабилизации. При этом снимались по приборам отсчеты положения анкера и действовавшей на него нагрузки. Отсчеты снимались в следующей последовательности: 4 раза через каждые 15 мин после остановки принудительного перемещения, далее 2 раза через каждые 30 мин, далее через каждый час до наступления стабилизации. За основу методики проведения испытаний анкеров была принята методика испытания свай на выдергивание. Было проведено семь завершенных экспериментов. В четырех экспериментах анкера погружались в суглинок тугопластичный, имеющий следующие расчетные характеристики: удельный вес грунта 19,5 кН/м^3, угол внутреннего трения 21°, сцепление 18 кПа, коэффициент пористости 0,76, модуль деформации грунта 13 МПа, коэффициент поперечной деформации 0,3. Нагружение в этих экспериментах проводилось до нагрузок, соответствующих максимальной удерживающей способности анкера.

На рис. 8.1, *а* изображены результаты трех экспериментов, которые показывают, что сопротивление так называемой «упругой» части работы грунта, взаимодействующего с анкером, составляет около 80% от предельной удерживающей способности анкера, а перемещение — только 20% от предельного перемещения.

На рис. 8.1, *б* показаны результаты одного эксперимента при повторных после разгрузки нагружениях анкера в пределах нагрузок меньших, чем предельная удерживающая способность. Отметим, что разгрузка происходит по прямой примерно параллельной начальной упругой характеристике анкера. В процессе повторных нагружений происходит накопление остаточных перемещений анкера и каждое последующее нагружение до предыдущей нагрузки вызывает увеличение суммарного перемещения анкера.

Для подземных трубопроводов предельные состояния определяются не перемещением трубопровода, а его напряженно-деформированным состоянием и устойчивостью. Поэтому для части анкеров, расположенных по длине трубопровода, в принципе можно допустить перемещения большие, чем перемещения, соответствующие предельной удерживающей способности анкера. Особенно это важно для участков трубопровода, имеющих изгиб в вертикальной плоскости выпуклостью

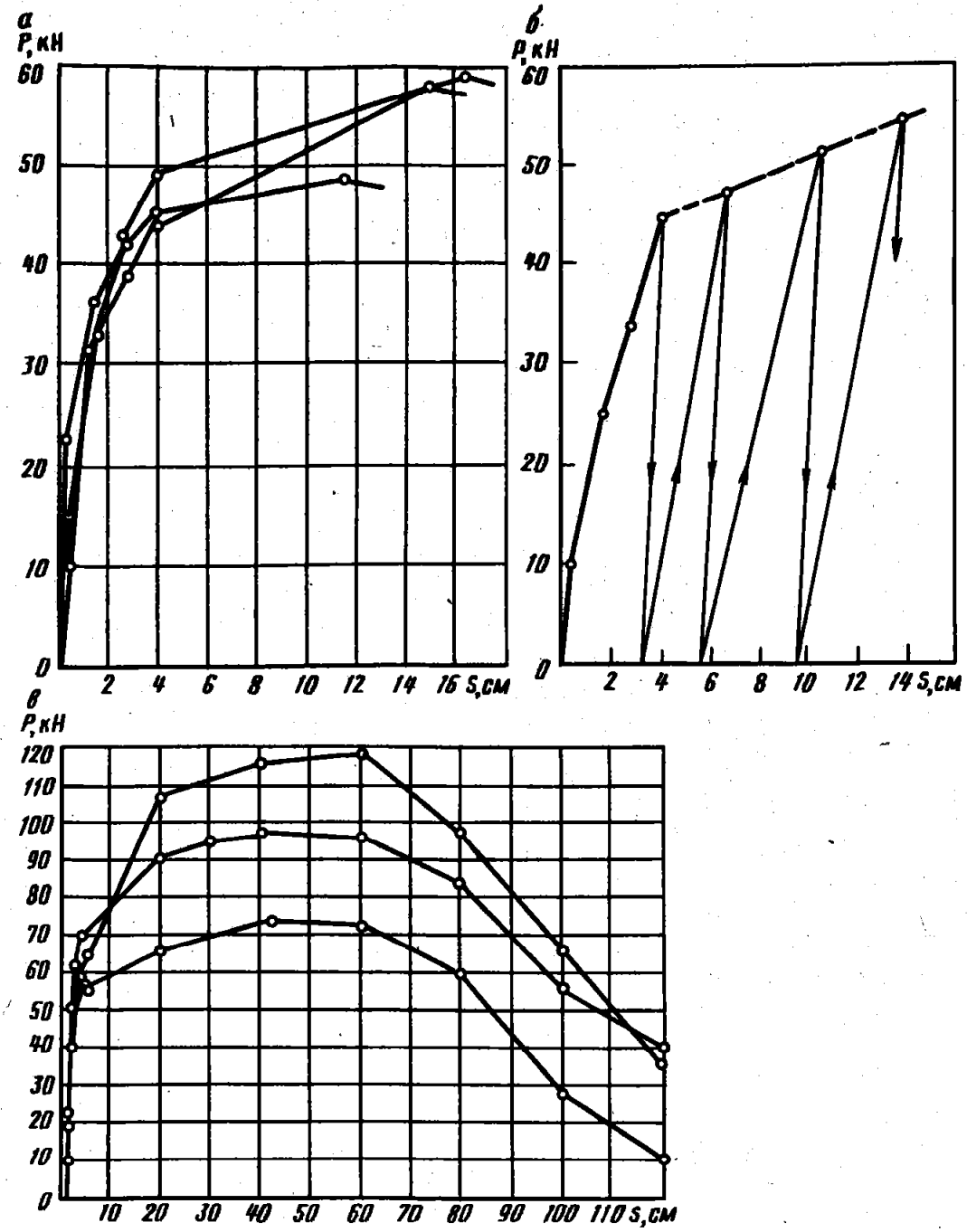


Рис. 8.1. Экспериментальные зависимости сопротивления анкера от перемещения:
а — в области упругопластической работы грунта; *б* — при промежуточных разгрузках анкера; *в* — в области упругопластической и пластической работы грунта

вверх, так как при этом вступают в работу анкеры, удаленные от вершины кривой. В связи с этим представляется важным получение диаграммы работы анкера при больших перемещениях. В литературе отсутствуют данные по таким исследованиям, так как применение

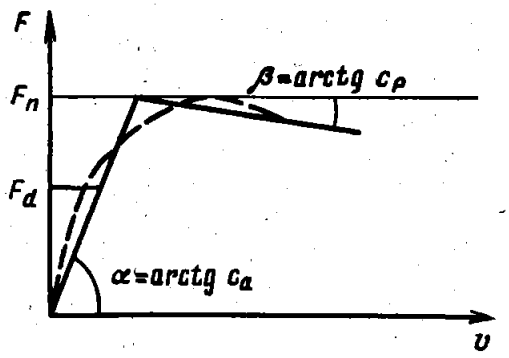


Рис. 8.2. Расчетная диаграмма работы анкера в талом грунте

анкеров в других областях строительства, кроме трубопроводного, предусматривает существенное ограничение их перемещений.

На рис. 8.1, *в* представлены результаты трех экспериментов с анкерами, погруженными в суглинок мягкопластичный, имеющий следующие расчетные характеристики: удельный вес грунта 19 кН/м^3, угол внутреннего трения 18°, сцепление 20 кПа, коэффициент пористости 0,75, модуль деформации грунта 12 МПа, коэффициент поперечной деформации 0,3. Результаты эксперимента показывают, что предельная удерживающая способность анкера достигается при относительно больших перемещениях 30—60 см, что имеется большой участок (по перемещениям) упругопластической работы грунта и участок, характеризуемый уменьшением удерживающей способности анкера при увеличении суммарных перемещений.

Для практических расчетов диаграмму работы анкера можно принять билинейной (рис. 8.2), восходящая ветвь характеризует упругопластическую работу анкера, нисходящая — участок разгрузки. Максимальная нагрузка соответствует предельной удерживающей способности анкера $Б_а$, определяемой по формуле (8.10), причем при ее определении используется величина F_n, найденная по формуле (8.7), так как податливость анкеров учитывается при проверке прочности, деформативности и устойчивости трубопровода.

Обобщенный коэффициент сопротивления анкера $c_а$ определен на основании статистической обработки результатов испытаний, проведенных нами и описанных в литературе по методу наименьших квадратов. Коэффициент разгрузки $c_р$ определен из условия, что при перемещении анкера вверх на глубину его заложения удерживающая способность равна нулю. Учет совместной работы пары анкеров проведен аналогично тому, как определена удерживающая способность анкерного устройства:

$$c_а = 0{,}225\frac{zm_а E_{гр}\sqrt{A}}{1-\mu_{гр}^2};\quad c_р = Б_а/h_1, \qquad (8.11)$$

где z — число анкеров в устройстве; $E_{гр}$, $\mu_{гр}$ — соответственно модуль деформации и коэффициент поперечного расширения грунта.

При расчете двухдисковых анкеров их суммарная удерживающая способность определяется суммированием удерживающей способности каждой из лопастей, при этом учитывается соответствующая глубина заложения каждой лопасти, расстояние между ними и физико-механические характеристики грунта, в которой находится соответствующая лопасть.

При определении удерживающей способности анкерного устройства коэффициент условия работы определяется для каждой пары лопастей двух анкеров, а под величиной $d_a^{(i)}$ понимается максимальный линейный размер перпендикулярно к оси трубопровода проекции одной лопасти на горизонтальную плоскость.

Обобщенный коэффициент сопротивления анкерного устройства при двухдисковых анкерах

$$c_a = z \frac{m_a^{(1)} c_a^{(1)} m_a^{(2)} c_a^{(2)}}{m_a^{(1)} c_a^{(1)} + m_a^{(2)} c_a^{(2)}}. \tag{8.12}$$

Для определения характеристик анкерных устройств, погружаемых в талый грунт, ВНИИСТом и Южниигипрогазом составлена программа «ДАГ». Исходная информация: наружный диаметр трубы, число лопастей по высоте анкера. Для каждой из лопастей анкера задается: либо условный диаметр этой лопасти, либо площадь лопасти, глубина заложения лопасти анкера, тип грунта над лопастью, модуль деформации грунта, коэффициент поперечной деформации грунта, коэффициент пористости грунта, плотность частиц грунта, плотность воды с учетом растворимых солей, расчетные или нормативные значения угла внутреннего трения и сцепления грунта.

Выходная информация для анкерного устройства: предельная удерживающая способность, расчетная удерживающая способность, обобщенный коэффициент сопротивления, коэффициент разгрузки. Эти характеристики полностью описывают диаграмму работы анкерного устройства — зависимость сопротивления анкера от его перемещения.

Расчет стержневых и дисковых анкеров, находящихся в мерзлом грунте

Стержневые или дисковые анкера представляют собой стержень с дисками по высоте (или без них), которые различными способами, в основном с использованием пароотгаивания, погружены в мерзлый грунт на соответствующую глубину исходя из расчетного ореола протаивания вокруг трубы в процессе транспорта продукта с положительной температурой. Предельная удерживающая способность вертикально нагруженного дискового анкера

$$F_d = \sum_{j=1}^{k} R_j A_j + \sum_{i=1}^{n} R_{afi} A_{afi}, \tag{8.13}$$

где R_j — расчетное давление на мерзлый грунт для j-го диска, принимаемое равным как давление под концом сваи, работающей

на сжатие, по СНиП «Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах», если сжимаемая толща обеспечивает полную реализацию этого напряжения, или с учетом сжимаемой толщи грунта над диском; для незасоленных и небиогенных грунтов значение R_j для сваи, работающей на сжатие, приведено в табл. 8.1; при засоленности свыше 0,1% и для биогенных грунтов величина R_j уменьшается, ее значение определяется в соответствии с указанным СНиПом; A_j — площадь j-го диска; R_{afi} — расчетное сопротивление мерзлых грунтов и грунтовых растворов по поверхности смерзания стержня для каждого i-го слоя по температуре в середине этого слоя, принимаемое по СНиП «Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах»; для обычных (не засоленных и биогенных) грунтов значение R_{afi} приведено в табл. 8.2.

Таблица 8.1

Расчетное давление на мерзлый грунт

Грунты	Расчетные давления R_j (в кПа) при температуре грунта, °С								
	−0,3	−0,5	−1	−1,5	−2	−2,5	−3	−3,5	−4
При льдистости $i_i<0,2$									
Крупнообломочные	2500	3000	3500	4000	4300	4500	4800	5300	5800
Пески крупные и средней крупности	1500	1800	2100	2400	2500	2700	2800	3100	3400
Пески мелкие и пылеватые	850	1300	1400	1500	1700	1900	1900	2000	2100
Супеси	750	850	1100	1200	1300	1400	1500	1700	1800
Суглинки и глины	600	750	850	950	1100	1200	1300	1400	1500
Все виды грунтов при льдистости $0,2\leqslant i_i\leqslant 0,4$	400	500	600	750	850	950	1000	1100	1150

Таблица 8.2

Расчетное сопротивление мерзлых грунтов сдвигу по поверхности смерзания

Температура грунта, °С	R_{afi}, кПа		Температура грунта, °С	R_{afi}, кПа	
	Глинистый грунт	Песчаный грунт		Глинистый грунт	Песчаный грунт
−0,3	40	50	−2,5	180	230
−0,5	60	80	−3	200	260
−1	100	130	−3,5	230	290
−1,5	130	160	−4	250	330
−2	150	200			

Примечание. Значения R_{afi} при льдистости мерзлого грунта $0,2\leqslant i\leqslant 0,4$ следует дополнительно умножать на коэффициент 0,9. Значение R_{afi} следует умножать на коэффициент γ_{af}, зависящий от поверхности смерзания; для металлических поверхностей из горячекатаного проката $\gamma_{af}=0,7$; для арматуры периодического профиля $\gamma_{af}=1$.

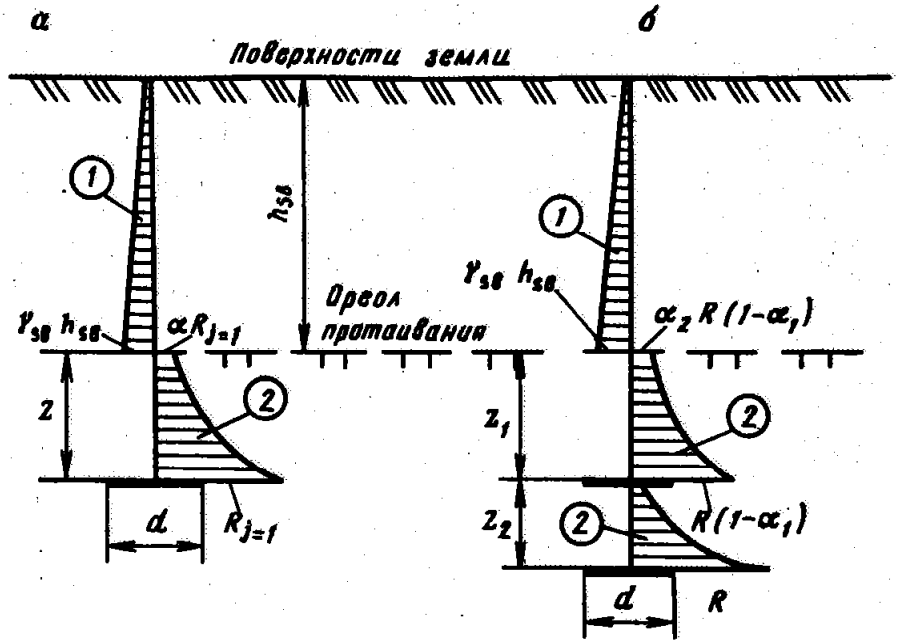


Рис. 8.3. Расчетная схема работы однодискового (*а*) и двухдискового (*б*) анкеров в мерзлом грунте:
1 — эпюра бытового давления грунта; *2* — эпюра распределения нормальных напряжений при выдергивании

A_{afi} — площадь поверхности смерзания вечномерзлого *i*-го слоя с боковой поверхностью штанги.

Оптимальная минимальная глубина заложения однодискового анкера z (рис. 8.3, *а*) определяется условием, что напряжение при выдергивании на уровне ореола протаивания равно бытовому давлению грунта:

$$\alpha R_{j=1} = \gamma_{sb} h_{sb}, \tag{8.14}$$

где α — доля вертикального напряжения на уровне ореола протаивания от напряжения на уровне диска, определяется как для линейнодеформируемого полупространства в зависимости от отношения расстояния от диска до ореола протаивания z к диаметру диска d:

z/d	0	0,4	0,8	1,4	2	3	4	5	6
α	1	0,756	0,398	0,165	0,087	0,040	0,022	0,015	0,01

γ_{sb} — удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды, определяемый по формуле (8.3); h_{sb} — расстояния от поверхности земли до ореола протаивания.

Из (8.14) определяем α, далее отношение z/d, а следовательно, и величину z при заданном d, которая будет характеризовать оптимальную минимальную глубину заложения диска заданного диаметра. Увеличение глубины заложения диска по сравнению с найденным значением может привести к увеличению удерживающей

способности анкера только в том случае, если с глубиной уменьшается температура мерзлого грунта. Выбор глубины заложения определяется технико-экономическим сравнением вариантов.

Рассмотрим расчетную схему двухдискового анкера (рис. 8.3, *б*). Для простоты решения будем считать, что температура мерзлого грунта на уровне обоих дисков одинакова, т. е. $R_{j=1}=R_{j=2}=R$.

Если обозначить сопротивление грунта под нижним диском через R, то сопротивление грунта под верхним диском будет равно $R(1-\alpha_1)$, где α_1 — есть функция отношения z_2/d. Сопротивление грунта на уровне ореола протаивания $\alpha_2 R(1-\alpha_1)$, где α_2 — есть функция отношения z_1/d. Величину же z_1 следует определять из условия, чтобы

$$\alpha_2 R(1-\alpha_1)=\gamma_{sb}h_{sb}. \tag{8.15}$$

Таким образом, если обеспечить оптимальную глубину заложения из условия (8.15) верхнего диска, то для нижнего диска расчетное сопротивление равно $R_j=R(1-\alpha_1)$, а для верхнего R. С увеличением расстояния между дисками z_2 величина α_1 уменьшается, т. е. увеличивается общая удерживающая способность. Выбор расстояния между дисками, их число определяется на основании технико-экономического сравнения вариантов. Отметим, что расчету характеристик вмораживаемых анкеров должен предшествовать расчет теплового взаимодействия трубопровода с грунтом, позволяющий определить для расчетного периода распределение температур по глубине анкера.

Определение нагрузки от выталкивающей силы воды

Поперечная нагрузка на трубопровод от выталкивающей силы воды зависит от уровня воды относительно трубы. Если пренебречь кривизной трубопровода, то выталкивающая сила, действующая на единицу длины трубопровода,

$$q_w=\gamma_w F_w;\quad F_w=\frac{D^2}{8}(\alpha-\sin\alpha), \tag{8.16}$$

где γ_w — удельный вес воды с учетом растворенных и взвешенных в ней веществ; D — наружный диаметр трубы с учетом изоляционного покрытия и футеровки; α — угол, характеризующий уровень воды относительно оси трубы,

$$\alpha=\begin{cases}2\pi, \text{ если } h_w\leqslant h\\ 2\pi-\arccos\dfrac{2(h_0-h_w)}{D}, \text{ если } h<h_w\leqslant h_0;\\ 2\arccos\dfrac{2(h_w-h_0)}{D}, \text{ если } h_0<h_w\leqslant H;\\ 0, \text{ если } h_w>H,\end{cases} \tag{8.17}$$

где h_w — расстояние от верха засыпки до уровня воды; h, h_0, H — соответственно расстояния от верха засыпки до верхней образующей, оси и нижней образующей трубы.

При $h_w \leqslant h$ формула (8.17) записывается в виде

$$q_w = \frac{\pi D^2}{4} \gamma_w \approx 0{,}8 D^2 \gamma_w. \qquad (8.18)$$

Сопротивление грунта перемещениям трубы

При расчетах подземных трубопроводов, прокладываемых на обводненных участках, как показали проведенные во ВНИИСТе эксперименты, можно пользоваться теми же моделями грунта, что и для трубопроводов в обычных условиях. При этом изменяются только количественные параметры модели. На основании проведенных экспериментов установлены эмпирические формулы для определения предельной удерживающей способности грунта. В зависимости от уровня воды предельное сопротивление грунта поперечным вертикальным вверх перемещениям трубы определяется по формулам: при $h_w \leqslant h$

$$q_{\text{пр.гр}} = D_{\text{н}} \left[\gamma_{\text{гр}} h_w + \gamma_{sb} \left(h_0 - h_w - \frac{\pi}{8} D_{\text{н}} \right) \right] + k \left\{ \left[\gamma_{\text{гр}} h_w (2h_0 - h_w) + \right. \right.$$

$$\left. \left. + \gamma_{sb} (h_0 - h_w)^2 \right] \operatorname{tg} 0{,}7 \varphi_{\text{гр}} + \frac{0{,}7 c_{\text{гр}} h_0}{\cos 0{,}7 \varphi_{\text{гр}}} \right\}; \qquad (8.19)$$

при $h < h_w < h_0$

$$q_{\text{пр.гр}} = \gamma_{\text{гр}} \left(h_w D_{\text{н}} - \frac{\pi D_{\text{н}}^2}{4} + F_w \right) + \gamma_{sb} \left[(h_0 - h_w) D_{\text{н}} + \frac{\pi D_{\text{н}}^2}{8} - F_w \right] +$$

$$+ k \left[\gamma_{\text{гр}} h_w (2h_0 - h_w) \operatorname{tg} 0{,}7 \varphi_{\text{гр}} + \gamma_{sb} (h_0 - h_w)^2 \right] \operatorname{tg} 0{,}7 \varphi_{\text{гр}} + \frac{0{,}7 c_{\text{гр}} h_0}{\cos 0{,}7 \varphi_{\text{гр}}}; \qquad (8.20)$$

при $h_w \geqslant h_0$

$$q_{\text{пр.гр}} = \gamma_{\text{гр}} D_{\text{н}} \left(h_0 - \frac{\pi D_{\text{н}}}{8} \right) + k \left[\gamma_{\text{гр}} h_0^2 \operatorname{tg} 0{,}7 \varphi_{\text{гр}} + \frac{0{,}7 c_{\text{гр}} h_0}{\cos 0{,}7 \varphi_{\text{гр}}} \right], \qquad (8.21)$$

где $D_{\text{н}}$ — наружный диаметр трубы; $\gamma_{\text{гр}}$ — удельный вес грунта в естественном (необводненном) состоянии; γ_{sb} — удельный вес грунта во взвешенном состоянии; k — коэффициент, характеризующий призму выпора, принимаемый равным единице для трубопроводов условным диаметром от 100 см и более и меньше единицы — для трубопроводов меньших диаметров ($k = D_{\text{н}}/100$); $\varphi_{\text{гр}}$ — угол внутреннего трения грунта; $c_{\text{гр}}$ — сцепление грунта: F_w — площадь сечения трубы, находящейся в обводненном состоянии.

При назначении уровня обводнения рассчитываемого участка трубопровода следует исходить не только из данных непосредственных

изысканий трассы трубопровода, но и учитывать прогнозируемый уровень воды, связанный с гидрогеологическими условиями и их изменениями во времени. При назначении объемного веса необводненного грунта необходимо учитывать изменение его влажности за счет капиллярного подсоса из нижней обводненной части грунта. Коэффициент пористости грунта должен отражать не только результаты изысканий, но и способ и время обратной засыпки траншеи грунтом. При проектировании трубопроводов на участках, сложенных грунтами, которые могут перейти в жидкопластическое состояние, при определении выталкивающей силы следует вместо объемного веса воды принимать объемный вес разжиженного грунта, определяемый по данным инженерных изысканий.

Сопротивление грунта продольным перемещениям трубы зависит от уровня воды и относительной глубины заложения трубопровода. Предельное сопротивление грунта продольным перемещениям трубы на единицу ее длины можно определить по следующей формуле:

$$t_{\text{пр.гр}} = 2\pi D_{\text{н}}^2 c_h \left(\gamma_{\text{гр}} \frac{h_w}{h_0} + \gamma_{sb} \frac{h_0 - h_w}{h_0} \right) \operatorname{tg} \varphi_{\text{гр}} + 0{,}6\pi D_{\text{н}} c_{\text{гр}}. \qquad (8.22)$$

При расчетах по формуле (8.22) следует учитывать, что если $h_w > h_0$, то необходимо принимать $h_w = h_0$. Коэффициент c_h, учитывающий образование свода естественного равновесия при продольных перемещениях трубы, определяется по следующим зависимостям, аппроксимирующим экспериментальные кривые:

для песчаных грунтов

$$c_h = 0{,}416 \frac{h}{D_{\text{н}}} - 0{,}056 \frac{h^2}{D_{\text{н}}^2} + 0{,}095; \qquad (8.23)$$

для глинистых грунтов

$$c_h = 0{,}367 \frac{h}{D_{\text{н}}} - 0{,}046 \frac{h^2}{D_{\text{н}}^2} + 0{,}06. \qquad (8.24)$$

Описание применения программы для расчета трубопроводов, закрепляемых анкерными устройствами

Программа «АНКЕР», разработанная ВНИИСТом и Южниигипрогазом, предназначена для расчета трубопроводов, закрепляемых анкерами, лопасти которых находятся в талом грунте, препятствующими поперечным вертикальным перемещениям трубы вверх. Расчетная схема анкеров принята в виде односторонней нелинейной связи, характеристики которой определяются подпрограммой «ДАГ». Программа позволяет рассчитывать трубопровод с произвольным очертанием оси в вертикальной плоскости при анкерах с различными характеристиками.

Цель расчета — определение напряженно-деформируемого состояния трубопровода в различных сечениях рассчитываемого участка, нагрузок на анкерные устройства и выполнение проверок на прочность, устойчивость и деформативность в соответствии с требованиями СНиП 2.05.06—85.

Алгоритм программы использует метод конечных элементов в перемещениях, подробно описанный в гл. 7. Как и алгоритм программы расчета подземных трубопроводов с произвольным очертанием оси, здесь учитывается геометрическая нелинейность системы, нелинейность связей и упругопластическая работа металла труб.

Особенностью алгоритма данной программы является то, что грунт основания под трубой рассматривается так же как и анкер, в виде сосредоточенной связи в месте установки анкера, препятствующей поперечным вертикальным перемещениям трубы вниз. При наличии устойчивого минерального грунта под трубой его расчетной моделью служит жесткопластическое тело. Учитывая, что закрепление трубопровода анкерами применяется только при прокладке трубопроводов на обводненных участках, такие допущения практически не влияют на точность результатов расчета. Вначале вся рассчитываемая система, т. е. участок трубопровода с заданными жесткостями примыкающих конструкций, разбивается на конечные элементы. Узловые точки обязательно назначают в местах установки анкерных устройств, изменения любых из исходных данных. Криволинейные участки заменяются совокупностью прямых, являющихся сторонами вписанного многоугольника.

Входная информация включает геометрию трубопровода, задаваемую длинами конечных элементов и углом между ними, характеристику трубы (диаметр, толщина стенки, временное сопротивление, предел текучести, относительное удлинение при разрыве, коэффициент надежности по временному сопротивлению); физико-механические характеристики грунта основания, места установки анкеров и их тип. Под типом анкеров понимается номер анкера в таблице исходных данных подпрограммы «ДАГ», в которой описаны физико-механические характеристики грунта, в которой находятся лопасти данного анкера.

Выходная информация содержит для каждого из элементов в трех сечениях по его длине значения изгибающего момента в вертикальной плоскости, продольной силы, действующей в сечении трубы, поперечного и продольного перемещений, значения продольных осевых и максимальных напряжений. Приводятся нагрузки на анкера. Вычисляются предельно допустимые значения напряжений в соответствии с нормами проектирования и проводится сравнение вычисленных напряжений с предельно допустимыми и делается вывод о выполнении различных предельных состояний.

Расчет трубопровода по программе «АНКЕР» является поверочным, методом вариантного проектирования можно определить рациональную расстановку анкеров по длине участка.

ГЛАВА 9

РАСЧЕТ ПОДЗЕМНЫХ ТРУБОПРОВОДОВ С ПРОИЗВОЛЬНЫМ ОЧЕРТАНИЕМ ОСИ В ВЕРТИКАЛЬНОЙ И ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ ПЛОСКОСТЯХ

Область применения программы «ПРУТ»

Программа «ПРУТ», разработанная ВНИИСТом и Южниигипрогазом, позволяет рассчитывать неразветвленные подземные и наземные (в насыпи) трубопроводы, прокладываемые на сухих, обводненных и заболоченных участках. Трубопровод может состоять из прямолинейных, упругоизогнутых участков и отводов. Очертание оси в плане и профиле произвольное, за исключением участков поворота, с совмещенными углами в обеих плоскостях. Трубопровод может быть забалластирован грузами, могут быть применены обетонированная труба или анкеры. При применении анкеров с шагом более 5 диаметров трубы для расчета трубопровода следует использовать программу «АНКЕР», которая более полно отражает взаимодействие трубопровода с анкерными устройствами.

Длина рассчитываемого участка трубопровода не должна превышать 5000 м. По концам рассчитываемой системы необходимо задать значения податливостей или жесткостей примыкающей конструкции. С целью практического расчета протяженных линейных трубопроводов концы рассчитываемого участка следует выбирать посередине длинных (порядка 200—300 диаметров трубы) прямолинейных участков. В этом случае, учитывая неподвижность этих сечений, податливости примыкающей конструкции можно принять равными нулю, а жесткости — бесконечности (10^{21}). При отсутствии таких точек, где заранее известно, что все компоненты перемещений равны нулю, следует принимать в качестве граничных точек сечения, где ожидаются малые перемещения. В этом случае принимается, что результаты расчета справедливы на расстоянии порядка 100 диаметров трубы от граничных сечений. Для расчета всего трубопровода необходимо разбить его на отдельные участки с нахлестом друг на друга.

Геометрические параметры трубопровода, характеристики металла труб, физико-механические характеристики грунта, уровень обводнения могут быть переменными по длине рассчитываемого участка. Изменяться по длине могут также нагрузки и воздействия, тип закрепления трубопровода, категории участков.

Программа служит только для поверочных расчетов и при всех заданных параметрах определяет напряженно-деформированное состояние трубопровода и делает вывод о выполнении всех предельных состояний, установленных нормами на проектирование.

Алгоритм программы расчета

Алгоритм программы расчета использует метод конечных элементов в усилиях. Учитывается геометрическая нелинейность системы в смысле продольно-поперечного изгиба, геометрическая нелинейность, связанная с нелинейной зависимостью между продольной деформацией и перемещением, физическая нелинейность связей (грунта и анкеров), физическая нелинейность материала трубы, обусловленная нелинейной зависимостью между напряжениями и деформациями.

На основании исходных данных по физико-механическим характеристикам грунта определяются диаграммы работы грунта — зависимость сопротивления от поперечных в вертикальной и горизонтальной плоскостях и продольных перемещений. При этом используют модели грунта, изложенные в гл. 4. На основании исходных данных о типах анкеров и физико-механических характеристик грунта, в котором находятся лопасти анкера, определяется диаграмма работы анкера — зависимость удерживающей способности анкера от его перемещения.

На первом этапе расчета, считая, что перемещения системы равны нулю, определяем эквивалентное продольное усилие. На первом этапе расчета также принимаем, что все сечения трубы работают в упругой области, т. е. жесткости сечения при растяжении (сжатии) и изгибе определяем исходя из начального модуля упругости. Считаем также, что работа грунта тоже описывается линейной диаграммой. Исходя из этих допущений вычисляется матрица податливости каждого из элементов рассчитываемой системы. Элементы матрицы учитывают геометрическую нелинейность системы, т. е. отражают продольно-поперечный изгиб, обусловленный эквивалентным продольным усилием. С использованием матрицы податливости и столбца грузовых членов в соответствии с геометрией оси рассчитываемого участка трубопровода формируются уравнения равновесия всех узлов системы. При этом реализуются и записанные во входной информации граничные условия по концам.

Уравнения равновесия представляют собой систему линейных алгебраических уравнений высокого порядка. Причем матрица симметричная, ленточная, малозаполненная. В связи с этим для решения системы используется специальная подпрограмма, учитывающая эти особенности матрицы.

В результате решения системы уравнений определяются узловые усилия, по которым определяются начальные параметры для каждого элемента. По начальным параметрам определяются все компоненты напряженно-деформированного состояния системы, которые включают продольные и поперечные перемещения, внутренние усилия. По компонентам перемещений, определенных на предыдущем этапе расчета, находятся переменные параметры, характеризующие взаимодействие трубопровода и анкера с грунтом. Для этого по диаграмме «сопротивление — перемещение» находится сопротивление,

соответствующее вычисленному перемещению, и в качестве коэффициента пропорциональности используется секущий модуль.

В соответствии с принятыми моделями грунта аналитические зависимости для определения этих коэффициентов имеют вид:

$$c_y = \begin{cases} R_{\text{гр}}/v_{\text{ср}} \text{ при } v_{\text{ср}} > R_{\text{гр}}/c_{y0}; \\ c_{y0} \text{ при } -q_{\text{пр}}/(D_{\text{н}} c_{y0}) \leqslant v_{\text{ср}} \leqslant R_{\text{гр}}/c_{y0}; \\ \dfrac{-q_{\text{пр}} - [v_{\text{ср}} + q_{\text{пр}}/(D_{\text{н}} c_{y0})]\, c_{\text{р}}}{D_{\text{н}} v_{\text{ср}}} \text{ при } -\left(\dfrac{q_{\text{пр}} - q_{\text{гр}}}{c_{\text{р}}} + \right. \\ \qquad \left. + \dfrac{q_{\text{пр}}}{c_{y0} D_{\text{н}}}\right) \leqslant v_{\text{ср}} < -q_{\text{пр}}/(D_{\text{н}} c_{y0}); \\ -q_{\text{тр}}/(D_{\text{н}} v_{\text{ср}}) \text{ при } v_{\text{ср}} < -\left(\dfrac{q_{\text{пр}} - q_{\text{гр}}}{c_{\text{р}}} + \dfrac{q_{\text{пр}}}{c_{y0} D_{\text{н}}}\right); \end{cases} \tag{9.1}$$

$$c_x = \begin{cases} \dfrac{t_{\text{пр}}}{\pi D_{\text{н}} |u_{\text{ср}}|} \text{ при } |u_{\text{ср}}| > \dfrac{t_{\text{пр}}}{\pi D_{\text{н}} c_{x0}} \\ c_{x0} \qquad \text{при } |u_{\text{ср}}| < \dfrac{t_{\text{пр}}}{\pi D_{\text{н}} c_{x0}}, \end{cases} \tag{9.2}$$

где $R_{\text{гр}}$ — предельная несущая способность грунта при перемещении трубопровода вниз; $v_{\text{ср}}$ — осредненное поперечное перемещение элемента, определенное на предыдущем этапе расчета, положительное при перемещении трубопровода вниз; $q_{\text{пр}}$ — предельное сопротивление поперечным перемещениям трубы вверх, включая вес трубы и балластировку; $q_{\text{гр}}$ — предельная удерживающая способность грунта при перемещении трубопровода вверх; c_{y0} — обобщенный коэффициент нормального сопротивления грунта, характеризующий возрастающую ветвь диаграммы «сопротивление — перемещение»; $c_{\text{р}}$ — коэффициент разгрузки; $t_{\text{пр}}$ — предельное сопротивление грунта продольным перемещениям трубы; c_{x0} — обобщенный коэффициент касательного сопротивления грунта; $u_{\text{ср}}$ — осредненное продольное перемещение элемента, определенное на предыдущем этапе расчета.

Используя также компоненты перемещений, уточняется эквивалентное продольное усилие.

Остановимся подробнее на определении жесткостных характеристик сечения при упругопластической работе металла труб. Под жесткостными характеристиками понимается жесткость сечения при растяжении (сжатии) B_F, на изгиб в вертикальной B_{Iy} и горизонтальной плоскостях B_{Iz}

$$B_F = EF, \quad B_I = EI, \tag{9.3}$$

где E — переменный параметр упругости, F — площадь сечения трубы; I — момент инерции сечения.

Для определения жесткостных характеристик сечений, зависящих от уровня напряженного состояния, используется итерационный метод. На первой итерации ($t=1$) жесткости сечения B_F и B_I вычисляются при модуле упругости $E=E_0$. Далее с использованием метода конечных элементов определяются внутренние усилия для каждого из элементов системы: продольное осевое усилие N_t, изгибающие моменты в вертикальной M_{yt} и горизонтальной M_{zt} плоскостях. По этим значениям определяются соответственно продольная осевая деформация и кривизны в вертикальной и горизонтальной плоскостях

$$\varepsilon_N=N_t/B_{(t-1)F},\quad \varkappa_y=M_{yt}r_{\text{ср}}/B_{(t-1)Iy};$$
$$\varkappa_z=M_{zt}r_{\text{ср}}/B_{(t-1)Iz}, \tag{9.4}$$

где $r_{\text{ср}}$ — средний радиус сечения трубы.

Для каждой из i-й площадки в сечении трубы, число которых равно n, определяются продольные напряжения

$$\sigma_{1i}=\eta_{(t-1)i}E_0(\varepsilon_N+\varkappa_y z_i+\varkappa_z y_i), \tag{9.5}$$

где $z_i=\sin[2(i-1)/n]\pi$; $y_i=\cos[2(i-1)n]\pi$;

$$\eta_{(t-1)i}=\frac{E_{(t-1)i}}{E_0}. \tag{9.6}$$

Кольцевые напряжения $\sigma_{\text{кц}}$ считаются постоянными и не зависящими от характеристик сечения и определяются как для безмоментной тонкостенной оболочки.

По продольным и кольцевым напряжениям определяются интенсивности напряжений и деформаций

$$\sigma_{\text{усл}i}=\sqrt{\sigma_{1i}^2-\sigma_{1i}\sigma_{\text{кц}}+\sigma_{\text{кц}}^2}; \tag{9.7}$$
$$\varepsilon_i=\sigma_{\text{усл}i}/(E_0\eta_{(t-1)i}). \tag{9.8}$$

По деформации ε_i по формулам, описывающим диаграмму растяжения материала, определяются эквивалентные напряжения $\sigma_{\text{э}i}$

$$\sigma_{\text{э}i}=E_0\varepsilon_i \text{ при } 0\leqslant\varepsilon_i\leqslant\varepsilon_{\text{п}},$$
$$\sigma_{\text{э}i}=a_0+a_1(\varepsilon_i-\varepsilon_{\text{п}})+a_2(\varepsilon_i-\varepsilon_{\text{п}})^{a_3} \text{ при } \varepsilon_{\text{п}}<\varepsilon_i<\varepsilon_{\text{т}};$$
$$\sigma_{\text{э}i}=\sigma_{\text{т}}+E_1(\varepsilon_i-\varepsilon_{\text{т}}) \text{ при } \varepsilon_i\geqslant\varepsilon_{\text{т}}. \tag{9.9}$$

Здесь $a_0\div a_3$, $\varepsilon_{\text{п}}$, $\varepsilon_{\text{т}}$, $\sigma_{\text{т}}$ — параметры диаграммы растяжения материала трубы, приведенные в гл. 2.

Далее определяется безразмерный переменный параметр упругости

$$\eta_i=\sigma_{\text{э}i}/E_0\varepsilon_i. \tag{9.10}$$

Используя безразмерную величину параметра упругости η_i, находят коэффициенты понижения жесткости при растяжении и изгибе

$$\gamma_F=\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\eta_i;\quad \gamma_{Iy}=\frac{2}{n}\sum_{i=1}^{n}\eta_i z_i^2;$$
$$\gamma_{Iz}=\frac{2}{n}\sum_{i=1}^{n}\eta_i y_i^2. \tag{9.11}$$

Тогда искомые характеристики жесткости сечения

$$B_F=\gamma_F B_{0F},\quad B_{Iy}=\gamma_{Iy}B_{0I},\quad B_{Iz}=\gamma_{Iz}B_{0I}. \tag{9.12}$$

Коэффициент поперечной деформации в соответствии с теорией малых упругопластических деформаций определяется для каждой i-й площадки по формуле

$$\mu_i=\frac{1}{2}-\frac{1-2\mu_0}{2}\eta_i. \tag{9.13}$$

Таким образом, на каждом этапе расчета определяются все расчетные параметры, которые позволяют линеаризировать нелинейную задачу. Критерием сходимости итерационного процесса принято сравнение усилий и напряжений, определенных на двух соседних итерациях.

Исходные данные для расчета и выходная информация

Как уже отмечалось, рассчитываемый участок трубопровода должен быть ограничен сечениями, для которых известны граничные условия. Далее назначаются узловые точки. Узловые точки назначаются в сечениях, где изменяется хотя бы один из параметров: тип трубы — толщина стенки, предел прочности или текучести, относительное удлинение при разрыве, характеристики грунта — плотность, угол внутреннего трения, сцепление, модуль деформации и др., глубина заложения, уровень обводнения, тип балластировки. Узловые точки также назначаются в начале и конце каждой кривой. Криволинейные участки трубопровода заменяются совокупностью прямых, являющихся сторонами вписанного многоугольника.

Для более полного учета физической и геометрической нелинейности прямолинейные участки трубопровода также разбиваются на отдельные элементы. Так как нелинейность проявляется в основном при больших перемещениях, то длины элементов на этих участках должны быть меньшими.

Входная информация состоит из отдельных блоков. В первом блоке задаются параметры обычно постоянные для всего рассчитываемого участка: коэффициенты надежности по нагрузке, плотности продукта и материала трубы, коэффициент линейного расширения, модуль упругости, коэффициент Пуассона. Здесь же заносятся значения компонентов податливости, примыкающих по концам конструкции.

Далее вносится информация в три блока, каждый из которых имеет индентификатор, присваиваемый в дальнейшем элементам рассчитываемой системы. В первом блоке содержится информация о температурном перепаде и внутреннем давлении, во втором — характеристики труб, в третьем — характеристики грунта. В четвертом блоке для каждого из элементов содержатся индентификаторы трех предыдущих блоков, а также следующая информация: длина элемента, угол поворота оси трассы в горизонтальной плоскости и радиус оси поворота, то

же в вертикальной плоскости, расстояние от трубы до стенки траншеи, глубина заложения трубы, уровень обводнения, интенсивность балластировки и размеры насыпи по верху и по низу (при ее наличии).

Расчет выполняется на нормативные и расчетные нагрузки. Результаты расчета для каждой из нагрузок содержат две таблицы: усилия и перемещения, фактические напряжения и предельно допустимые. Проводится сравнение напряжений и делается вывод об удовлетворении (не удовлетворении) предельных состояний, установленных нормами. Отмечается участок, на котором не выполняется требование норм. Если не выполняется условие по прочности, то в этом случае обычно требуется либо уменьшить нагрузку (внутреннее давление или (и) температурный перепад), либо увеличить толщину стенки трубы.

Особенности прочностного расчета наземной системы прокладки с компенсационными участками

Под наземной системой прокладки понимается способ прокладки трубопровода по спланированной поверхности земли или на поверхностных опорах, расстояние между которыми невелико, т. е. можно пренебречь изгибом трубопровода в вертикальной плоскости между ними. При этом засыпка трубопровода грунтом, в том числе и устройство валика, не предусмотрены. Такая система прокладки может найти широкое применение, однако следует учитывать, что при возможности длительной остановки транспорта газа, при сохранении в трубе рабочего давления, температура трубы может принимать температуру окружающей среды. Поэтому при прокладке таких трубопроводов в районах с низкими отрицательными температурами воздуха повышаются требования к вязким свойствам материала трубы.

В качестве расчетной схемы такого трубопровода принимается стержневая система с произвольным очертанием оси в горизонтальной плоскости, основание под трубопроводом считается достаточно жестким, но имеет конечную величину. Характеристики податливости этого основания постоянны по длине рассчитываемого участка. При возможных перемещениях трубопровода в вертикальной плоскости вверх интенсивность сопротивления этому перемещению равна сумме интенсивности от веса самого трубопровода, продукта и балластировки, при ее наличии.

При возможных перемещениях трубопровода в горизонтальной плоскости — вдоль оси u — сопротивление перемещению не зависит от знака перемещения и определяется произведением коэффициента трения на нормальное давление трубопровода на основание. Аналогичный характер имеет сопротивление перемещению трубопровода в горизонтальной плоскости поперек оси трубопровода (w), причем коэффициенты трения при горизонтальных перемещениях могут быть

различными. Кроме того, при малых перемещениях учитывается различие коэффициентов трения при срыве и движении. Это объясняется наличием в ряде случаев некого ложа вдоль оси трубы за счет уплотнения грунта под действием весовых нагрузок. Кроме того, алгоритм программы учитывает, что нормальное давление на основание определяется не только весовыми нагрузками, но и, при наличии кривизны основания под трубой, продольными силами, обусловленными воздействием температурного перепада и внутреннего давления.

Таким образом, алгоритм изложенного метода отражает различные количественные характеристики коэффициента трения при горизонтальных перемещениях трубы вдоль и поперек оси трубопровода и зависимость нормального давления от геометрии трубопровода в вертикальной плоскости при воздействии температурного перепада и внутреннего давления. Разработанная ВНИИСТом и Южниигипрогазом программа «НАПР» позволяет рассчитывать неразветвленную систему прокладки наземного трубопровода с произвольным очертанием оси в горизонтальной и вертикальной плоскостях при несовмещенных углах поворота. В качестве граничных условий по концам рассчитываемой системы задаются податливости по всем направлениям перемещений.

Задача решается с применением одномерного линейного конечного элемента. Узловые точки обязательно задаются в местах изменения любого из значений исходных данных, на конечные линейные элементы разбиваются криволинейные участки трубопроводов и, кроме того, с целью учета нелинейности системы более мелкие конечные элементы используются на участках трубопровода, имеющих значительные перемещения.

С целью использования для расчета матриц жесткости линейного элемента с упругими связями и метода переменных параметров упругости для описания диаграммы «сопротивление — перемещение» используются конечные начальные коэффициенты сопротивления. Вид расчетных диаграмм приведен на рис. 9.1. Под q_* на рис. 9.1, *а* понимается нормальное давление на основание под трубопроводом,

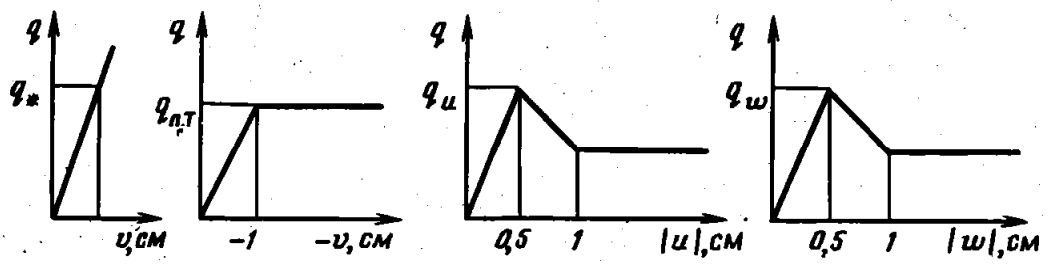


Рис. 9.1. Диаграммы зависимости «сопротивление — перемещение» при наземной системе прокладки

а — при поперечном вертикальном перемещении трубы вниз ($v \geqslant 0$); *б* — при поперечном вертикальном перемещении трубы вверх ($v < 0$); *в* — при продольных перемещениях вдоль оси трубы; *г* — при поперечных перемещениях в горизонтальной плоскости

включающее весовые характеристики и давление, обусловленное воздействием температурного перепада и внутреннего давления, под v — поперечное перемещение в вертикальной плоскости вниз. Тангенс угла наклона этой ветви учитывает некоторую конечную податливость основания под трубой. Под $q_{пт}$ на рис. 9.1, *б* понимается интенсивность вертикальной распределенной нагрузки, описанной ранее, и условно считается, что она реализуется при малом конечном перемещении трубы вверх, в данной версии программы при перемещении, равном 1 см. Под q_u на рис. 9.1, *в* понимается сопротивление продольным перемещениям u вдоль оси трубы. В данной версии программы условно принято, что максимальное сопротивление реализуется при перемещении, равном 0,5 см и равно сумме сил слипания и произведения нормального давления на коэффициент трения. С увеличением перемещения от 0,5 до 1 см силы слипания грунта с трубой нарушаются, изменение в этом интервале перемещений происходит по линейному закону, а при перемещениях более 1 см (движение) сопротивление определяется только произведением нормального давления на коэффициент трения. Под q_w на рис. 9.1, *г* понимается сопротивление горизонтальным поперечным перемещениям трубы w, причем, за исключением количественного значения коэффициента трения, диаграммы рис. 9.1, *в* и 9.1, *г*, идентичны.

Ввиду существенной нелинейности системы (за счет диаграмм «сопротивление — перемещение», зависимости нормального давления от воздействия температуры и давления, т. е. тоже от сопротивления) задача решается итерационным методом.

При наличии вертикальных углов поворота вначале система рассчитывается без учета горизонтальных углов поворота в соответствии с расчетными диаграммами рис. 9.1, *а* и *б*. В результате этого расчета определяется нормальное давление на основание с учетом весовых нагрузок и продольных усилий, обусловленных воздействием температуры и внутреннего давления. При этом, так как диаграмма рис. 9.1, *б* нелинейная, используется метод переменных параметров упругости, т. е. коэффициенты сопротивления определяются на основании результатов перемещений, определенных на предыдущих этапах расчета. Зная нормальные давления для каждого элемента и заданные коэффициенты трения в соответствии с диаграммами рис. 9.1, *в* и *г*, применяя метод переменных параметров упругости, рассчитывается система, имеющая произвольное очертание в горизонтальной плоскости. При этом определяются как продольное усилие в стенках трубы, так и эквивалентное усилие в сечении трубопровода с учетом самокомпенсации системы. Далее с учетом изменения продольных усилий вновь определяется нормальное давление для каждого элемента, а затем вновь производится расчет трубопроводной системы, имеющей произвольное очертание в горизонтальной плоскости. В качестве критериев сходимости итерационных процессов используется сравнение относительных приращений коэффициентов нормального и касательного сопротивлений. В результате расчета

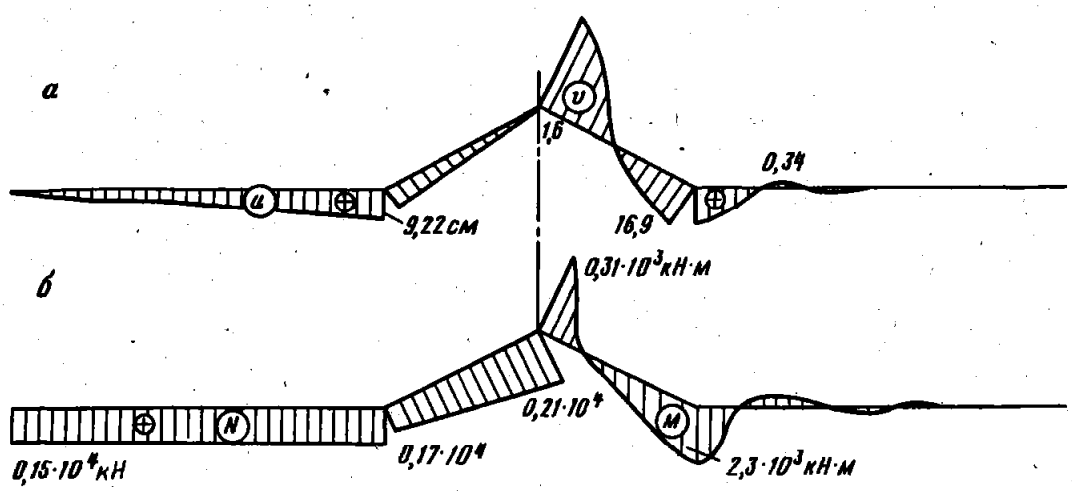


Рис. 9.2. Результаты численного расчета наземной схемы прокладки трубопровода
а — геометрия трубопровода; *б* — эпюра перемещений; *в* — эпюра усилий

определяются изгибающие моменты в обеих плоскостях, продольная и поперечная силы, и три компоненты перемещений v, u и w для трех сечений каждого из элементов.

В соответствии с действующими нормами по компонентам внутренних усилий и давлению определяются соответствующие напряжения, которые сравниваются с предельно допустимыми.

Методом вариантного проектирования определяется рациональное техническое решение, в данном случае очертание оси трубопровода (сочетание прямолинейных участков и отводов), удовлетворяющее предельным состояниям. Входная информация включает величины, постоянные для всего рассчитываемого участка: рабочее (нормативное) давление, температурный перепад, наружный диаметр трубы и податливости в начальной и конечной точках сечения по всем направлениям перемещений. Для каждого конечного элемента, число которых в данной версии программы может быть до 500, описывается его геометрия: длина, угол поворота, радиус отвода или кривой упругого изгиба.

Кроме того, для каждого из элементов массивом вводится следующая информация:

m — категория участка трубопровода; δ — толщина стенки трубы; $R_{1н}$ — нормативное временное сопротивление; $R_{2н}$ — нормативный предел текучести; k_1 — коэффициент надежности по материалу; $k_н$ — коэффициент надежности по диаметру и давлению; f_w — коэффициент трения при поперечных горизонтальных перемещениях трубы; f_u — коэффициент трения при продольных перемещениях вдоль оси трубопровода; $c_{сл}$ — удельная слипаемость трубопровода с грунтом.

На рис. 9.2 представлены результаты расчета для схемы прокладки трубопровода 720 × 8 мм, выполненной с треугольным компенсационным участком в горизонтальной плоскости с углами поворота

15°—30°—15° с применением отводов радиусом 30 м и примыкающими прямолинейными участками длиной 155 м. На рис. 9.2, *а* представлены эпюры продольных *u* (слева от оси) и поперечных *v* (справа от оси) перемещений. Положительное направление продольных перемещений означает, что они направлены слева направо, а перемещение в каждой точке соответствует предыдущему элементу, поэтому в углах поворота соответствующие компоненты перемещений не совпадают. Общее перемещение определяется векторным суммированием перемещений. На рис. 9.2, *б* представлены эпюры продольных усилий *N* (слева от оси) и изгибающих моментов *M* (справа от оси) в сечении трубопровода. Положительное значение продольного усилия означает растяжение.

Экспериментальные исследования моделей подземных трубопроводов, имеющих различное очертание оси в горизонтальной плоскости

Экспериментальные исследования проводились на экспериментальной базе ВНИИСТа с участием С. К. Гильзина на моделях подземных трубопроводов, выполненных из труб сечением 219×6 и 426×6 мм. Конфигурация трубопровода в плане представляла собой сочетание углов поворота, выполненных с применением отводов, образующее компенсатор-упор, а также разветвленный подземный трубопровод с тройниками. Геометрические размеры всех моделей приведены на рисунках, где представлены результаты измерений. Продольное усилие создавалось с помощью двух гидравлических домкратов ДГ-100, связанных с двумя насосными станциями НСР-400. Концы труб были усилены против смятия, а с другой стороны были устроены бетонные упоры. Усилие определялось по показаниям манометров насосных станций. Перемещения торцевого сечения фиксировалось прогибомерами Максимова. Для измерения перемещений трубопровода во всех предусмотренных сечениях приваривались вертикальные уголки, к последним на конце — круглые штыри диаметром 2 мм. Чтобы уголки в процессе перемещения трубопровода не изгибались, они были заключены в «обсадные» трубки диаметром 329 и 519 мм. Над штырями были установлены планшеты, ориентированные в соответствии с направлением оси трубопровода, которые крепились к деревянной раме. На планшетах в двух взаимно перпендикулярных направлениях были приклеены линейки. Проведенные контрольные измерения показали, что погрешность измерения перемещений таким способом не превышает 1 мм

Экспериментальные исследования работы углов поворота в плане проводились на модели из труб сечением 219×6 мм. Угол поворота был равен 33°, длины прямых участков, примыкающих к углу, составляли 36 м. Непосредственно угол поворота был выполнен с помощью отводов радиусами 50 и 5 диаметров трубы. Глубина

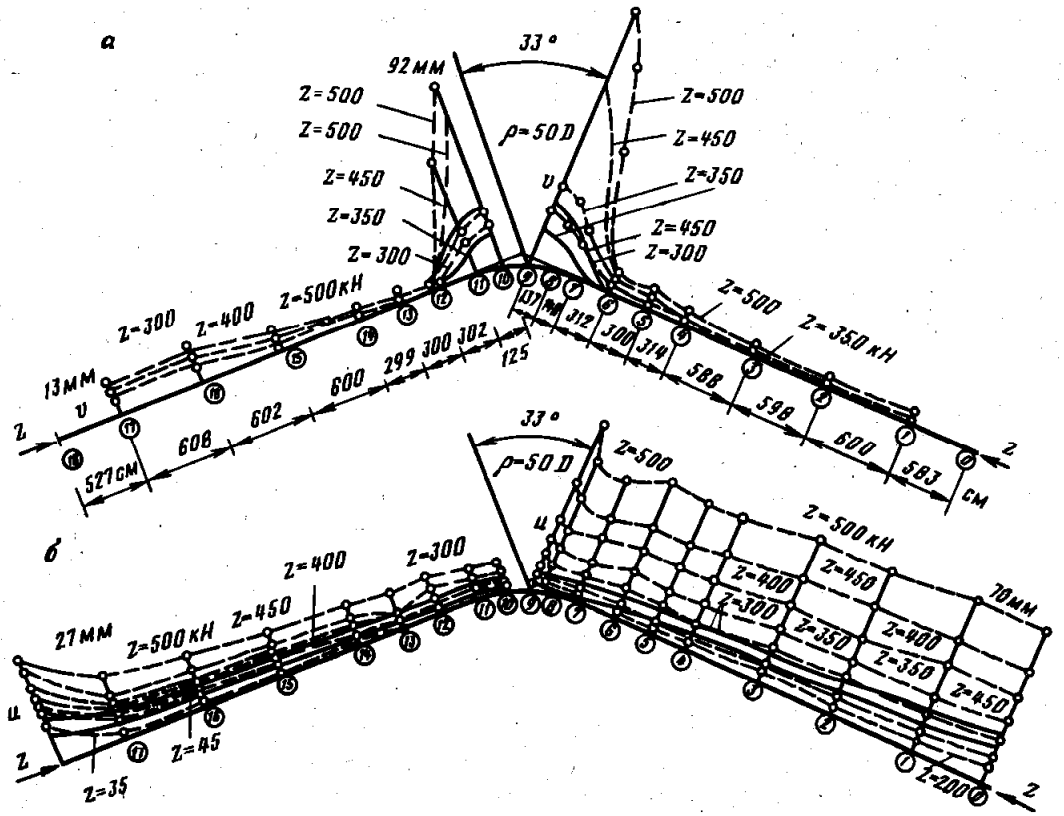


Рис. 9.3. Эпюры поперечных (а) и продольных (*б*) перемещений на угле поворота, выполненного с применением отвода радиусом 50 диаметром трубы

заложения трубопровода составляла 50 см (от верхней образующей трубы). Физико-механические характеристики грунта: плотность $\rho = 1810$ кг/м^3, угол внутреннего трения $\varphi_{гр} = 22°$, удельное сцепление $c_{гр} = 0{,}07$ МПа, модуль деформации $E_{гр} = 30$ МПа.

На рис. 9.3 приведены результаты эксперимента (показаны точками) для угла поворота, выполненного с применением отвода радиусом 50 диаметров трубы: перемещения в миллиметрах, соответствующие определенному усилию Z (в кН), приложенному к обоим концам трубопровода. К сожалению, в процессе эксперимента не удалось добиться симметрии в перемещении крайних концов трубопровода, что несколько исказило количественную картину опыта. На этих же рисунках приведены кривые, полученные по результатам расчета. Сравнение результатов расчета с экспериментальными данными свидетельствует о полном качественном и достаточно удовлетворительном соответствии результатов.

На рис. 9.4 приведены результаты эксперимента для угла поворота, выполненного с применением отвода радиусом 5 диаметров трубы. Необходимо отметить, что для угла поворота, выполненного с применением отводов малого радиуса, при продольно-поперечном изгибе наблюдается образование нескольких волн. Экспериментальные ис-

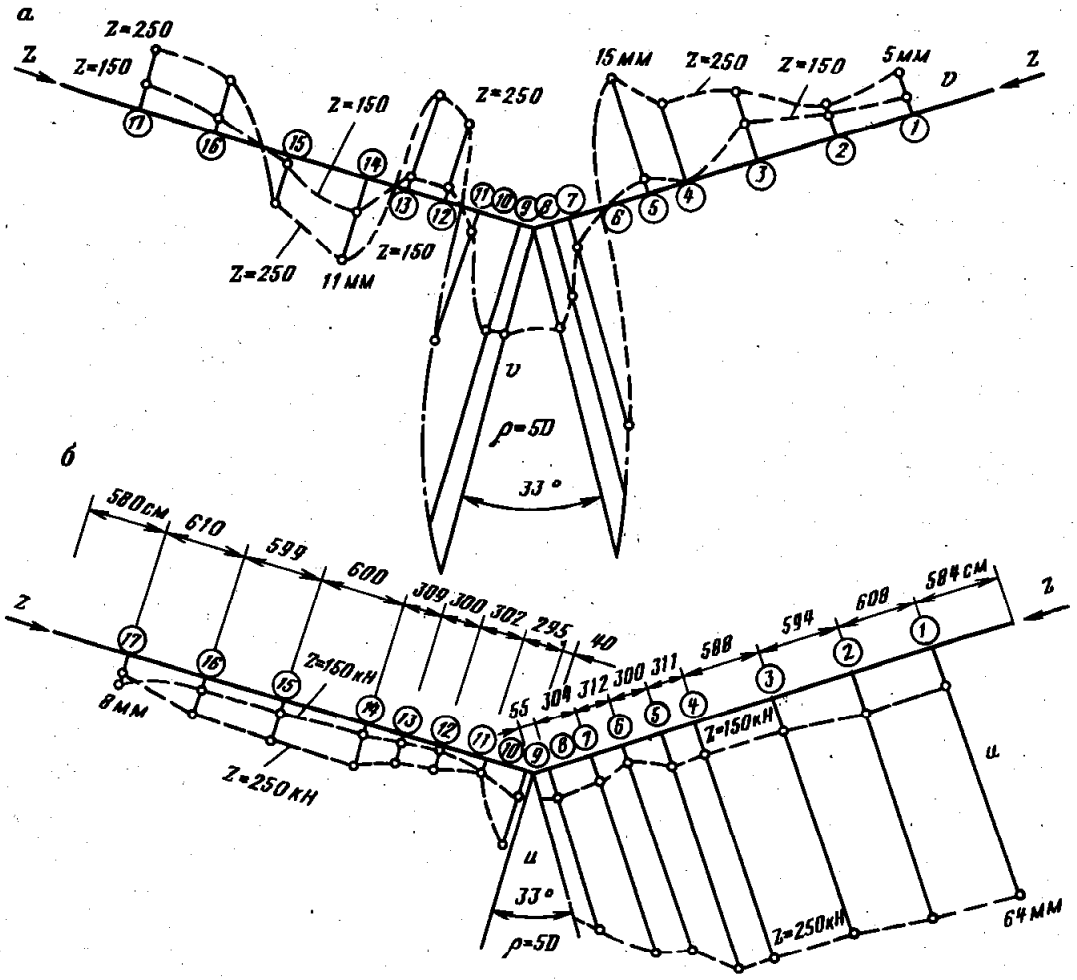


Рис. 9.4. Эпюры поперечных (*а*) и продольных (*б*) перемещений на угле поворота, выполненного с применением отвода радиусом 5 диаметров трубы

следования на моделях подземных компенсаторов-упоров проводились для двух типов — Z-образных и трапецеидальных.

На рис. 9.5, *а* представлены результаты экспериментов (эпюры продольных перемещений) с моделью Z-образного компенсатора из труб 426 × 6 мм с углами поворота, равными 42°30′ и 44°36′. Углы поворота выполнены из отводов радиусом 5 диаметров трубы. Глубина заложения труб составляла 55 см (от верхней образующей). Грунт — суглинок, физико-механические характеристики грунта: $\rho = 1550$ кг/м^3, $\varphi_{гр} = 19°$, $c_{гр} = 0{,}1$ МПа, $E_{гр} = 30$ МПа.

На рис. 9.5, *б* представлены результаты эксперимента (эпюры продольных перемещений) также с моделью Z-образного компенсатора, но с увеличенными по сравнению с предыдущей моделью углами поворота, соответственно до 69°40′ и 71°50′. В данном эксперименте высота засыпки составляла 60 см. Грунт — песчаный, физико-механические характеристики грунта: $\rho = 1810$ кг/м^3, $\varphi_{гр} = 22°$, $c_{гр} = 0$, $E_{гр} = 30$ МПа.

Как следует из сравнения результатов обоих экспериментов, с увеличением углов поворота продольные перемещения в месте

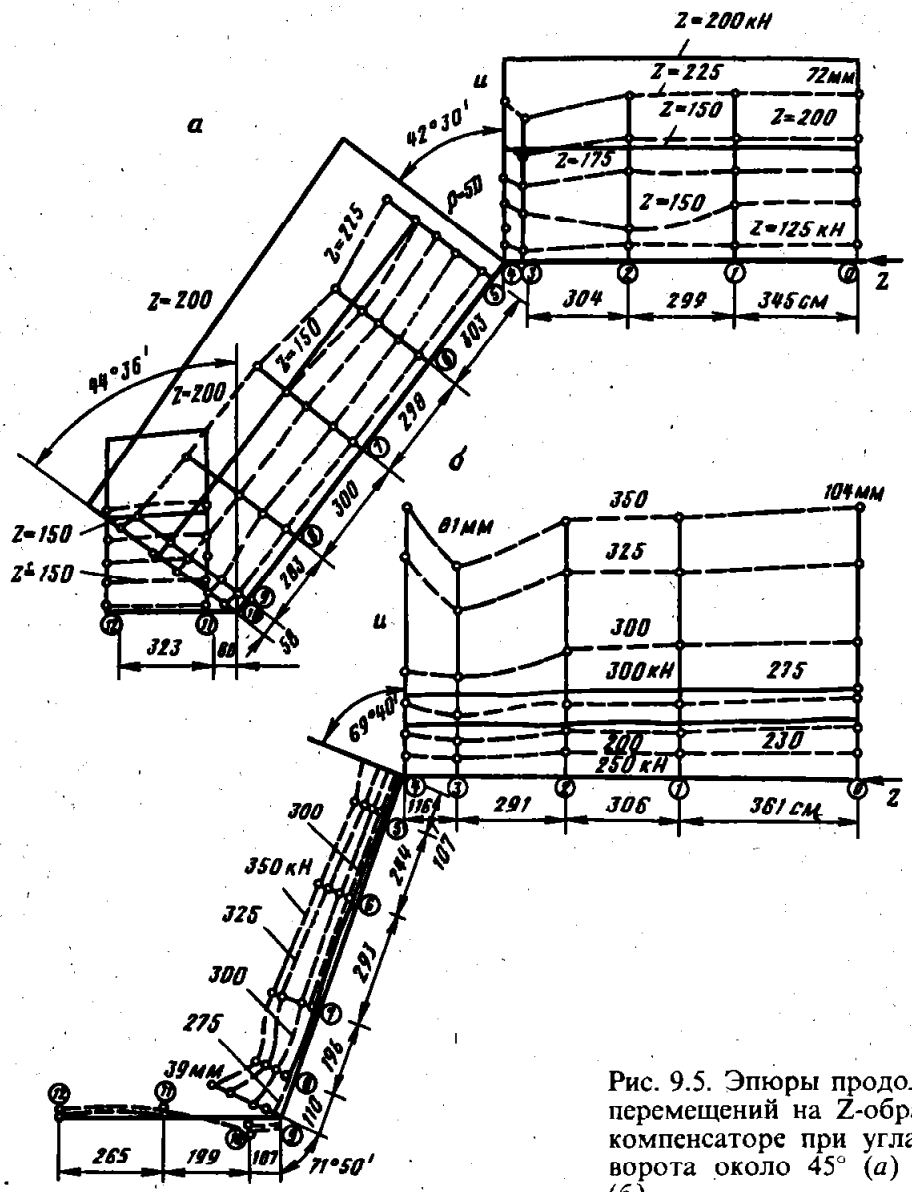


Рис. 9.5. Эпюры продольных перемещений на Z-образном компенсаторе при углах поворота около 45° (*а*) и 70° (*б*)

выхода трубопровода на поверхность существенно уменьшаются, в то же время увеличиваются поперечные перемещения на углах поворота. Результаты численного расчета, приведенные на этих рисунках, свидетельствуют о хорошем совпадении расчетных и экспериментальных данных. Форма упругой линии всей системы, полученная на основании измерений, в эксперименте соответствует расчетной, при усилии $Z=250$ кН фактическое продольное перемещение в месте приложения усилия отличается от расчетного на 6%.

На рис. 9.6 представлены результаты измерений продольных (*а*) и поперечных (*б*) перемещений модели трапецеидального компенсатора, выполненного из труб 426×6 мм, с углами поворота 41°15′, 40°28′, 73°56′, 71°35′. Грунт засыпки — суглинок с ранее указанными

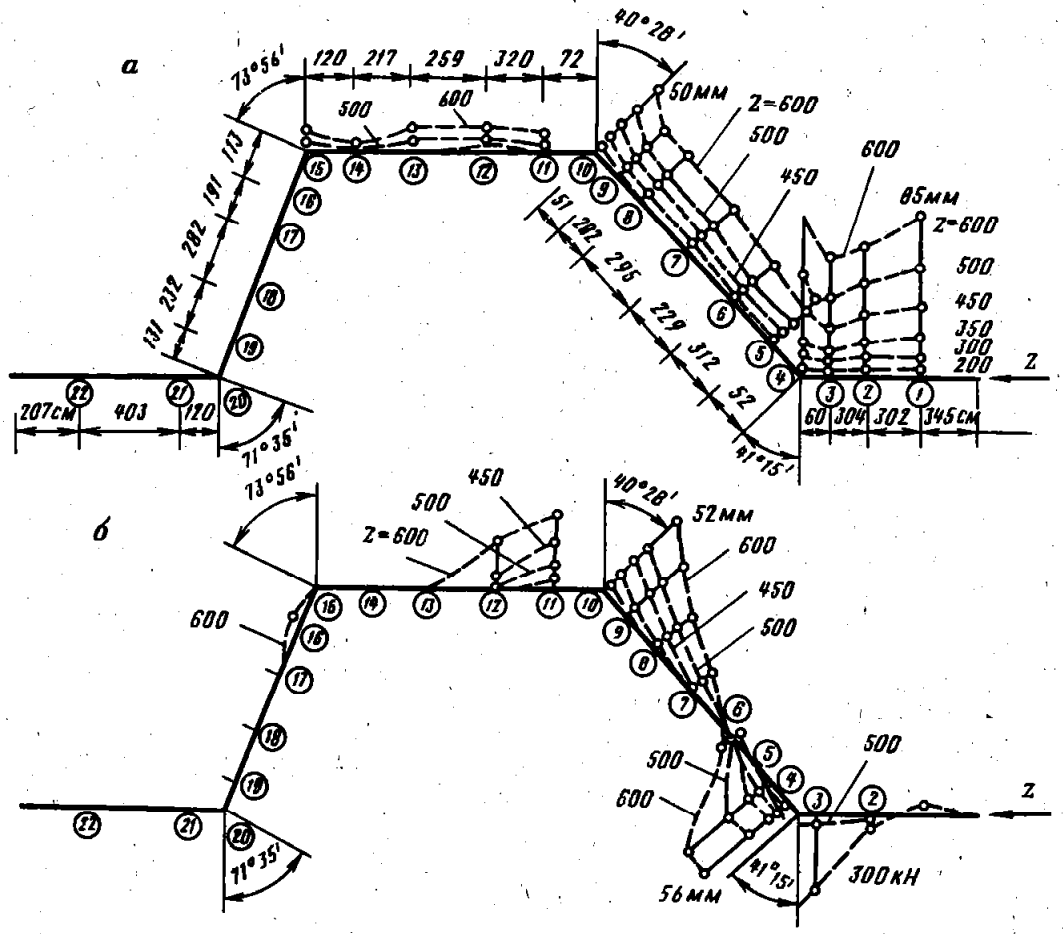


Рис. 9.6. Эпюры продольных (*а*) и поперечных (*б*) перемещений трапецеидального компенсатора

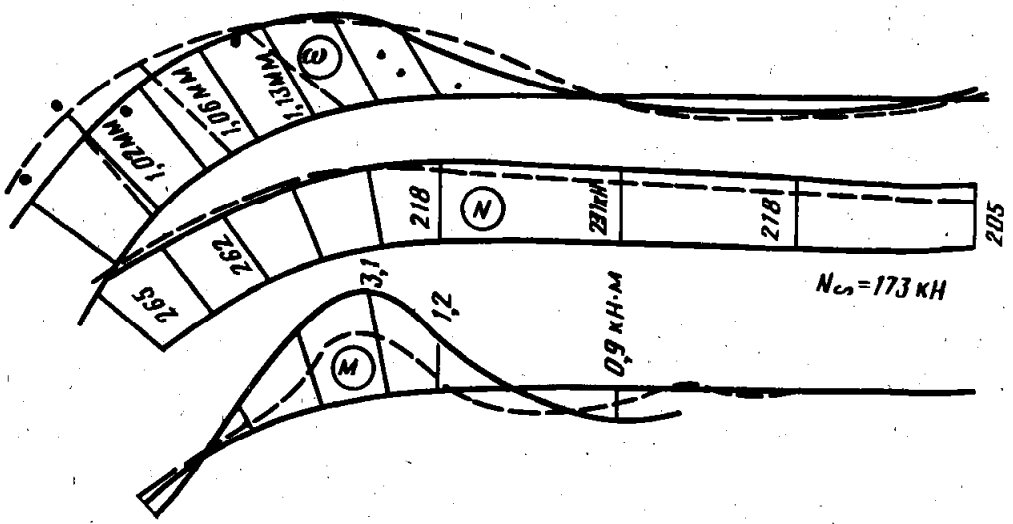


Рис. 9.7. Результаты натурного эксперимента на угле поворота из труб 325 × 11 мм при давлении 4 МПа

характеристиками. Высота засыпки над трубой 50 см. Результаты этого эксперимента свидетельствуют, что использование подземных компенсаторов-упоров трапецеидальной формы позволяет существенно уменьшить, практически до нуля, продольное перемещение в месте выхода подземного трубопровода на поверхность. Причем, как показали эксперименты для различных форм трапецеидальных компенсаторов, применение несимметричных трапецеидальных компенсаторов более эффективно, чем симметричных.

Сравним также результаты расчета с экспериментальными исследованиями, проведенными С. В. Виноградовым на действующем участке трубопровода сечением 325×11 мм, представляющего собой угол поворота, равный 90°, выполненный с применением отвода радиусом 10 м. Как измерения, так и расчеты выполнены при изменении давления на участке с 0 до 4 МПа при постоянной температуре. На рис. 9.7 представлены сплошной линией результаты расчета по программе с учетом физической нелинейности грунта, пунктирной линией — решение С. В. Виноградова, выполненное в замкнутом виде для линейной модели грунта и точками — замеренные перемещения. Необходимо отметить хорошее совпадение результатов расчета, полученных обоими способами, по радиальным перемещениям ω и продольным усилиям N, но относительно худшее совпадение по изгибающим моментам M. Хорошее совпадение результатов расчета с учетом и без учета физической нелинейности грунта объясняется тем, что перемещения трубопровода имели небольшие значения, в большей части соответствующие упругой работе грунта. Сравнение результатов расчета с экспериментальными значениями перемещений следует признать удовлетворительным.

Обобщая все изложенное, отметим, что проведенный цикл экспериментальных исследований, часть результатов которых приведена здесь, на моделях углов поворота и компенсаторах-упорах, обладающих криволинейной осью достаточно сложной конфигурации, показал, что методика расчета на основе метода конечных элементов с использованием нелинейной модели грунта дает удовлетворительное совпадение теоретических данных с экспериментальными.

Серия экспериментов по взаимодействию трубопроводной конструкции с грунтом была проведена на моделях узлов разветвлений подземных трубопроводов. Трубопроводная конструкция представляла собой сочетание прямолинейных участков, выполненных из труб сечением 219×8 мм, соединенных равнопроходными тройниками сечением 219×14 мм. Высота засыпки над трубой составляла 55 см. Грунт песчаный, со следующими характеристиками: удельный вес грунта $\gamma_{гр} = 15{,}3$ кН/м^3, удельный вес частиц грунта $\rho = 26{,}1$ кН/м^3, пористость $e = 0{,}45$, угол внутреннего трения $\varphi_{гр} = 18°$, модуль деформации грунта $E_{гр} = 10$ МПа.

Методика измерения перемещений в данных экспериментах была принята аналогично той, которая применялась при экспериментальных исследованиях подземного неразветвленного трубопровода произволь-

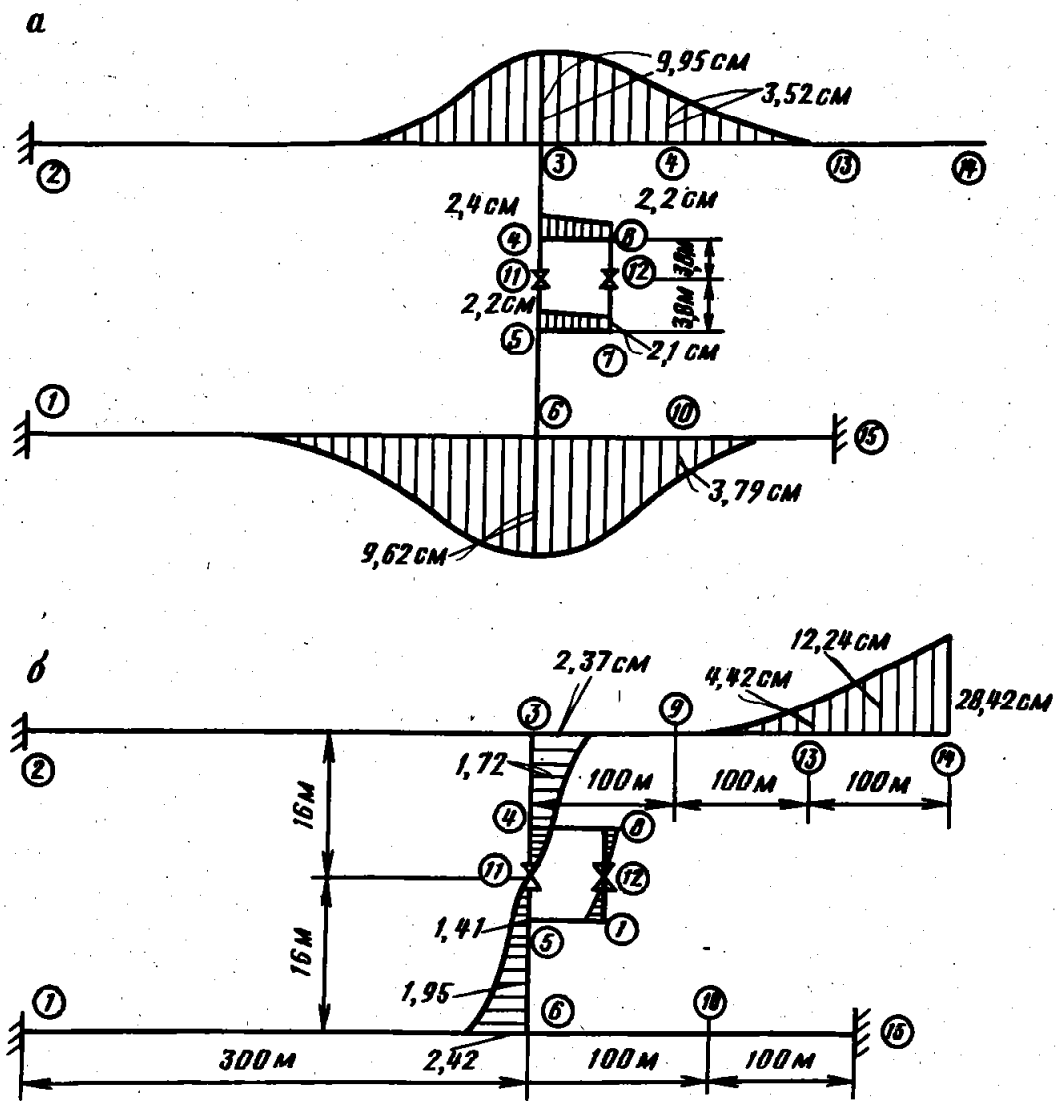


Рис. 9.8. Расчетные эпюры поперечных (*а*) и продольных (*б*) перемещений перемычки между трубопроводами

ного очертания (углы поворота, компенсаторы-упоры). Продольное осевое усилие создавалось также с помощью гидравлических домкратов и насосными станциями. Сами домкраты упирались в специально сооруженные железобетонные упоры, рассчитанные на восприятие сдвигающего усилия до 2000 кН.

С помощью программы «УЗЛЫ» был проведен расчет реальных узлов разветвлений подземных трубопроводов большого диаметра. На рис. 9.8 представлена расчетная схема перемычки между двумя нитками трубопровода с крановыми узлами. Обе нитки выполнены из труб сечением 1420 × 19 мм, перемычка из труб 1020 × 16 мм, крановая обвязка из труб 325 × 14 мм. Параметры нагрузок и воздействий: внутреннее давление 5,4 МПа, температурный перепад +43 °С. В узлах *1*, *2* и *5* условно поставлены заделки, так как

трубопровод в этих сечениях примыкает к крановым устройствам, установленным на мощных фундаментах, а далее прямолинеен. В узле *14* условно принят свободный конец, так как подземный трубопровод примыкает в этом сечении к компенсатору. Как следует из эпюр рис. 9.8, наибольшие поперечные перемещения наблюдаются на магистральных тройниках (узлы *3* и *6*) — до 10 см, перемещения крановой обвязки невелики — до 2,2 см. Отметим также, что продольные перемещения в месте выхода подземного трубопровода на поверхность (узел *14*) достаточно велики, что необходимо учитывать при выборе параметров компенсаторов. Проведенный расчет показывает, что с целью уменьшения нагрузок на тройниковые соединения перемычку с магистральными трубопроводами следует выполнять с применением подземного компенсатора-упора.

ГЛАВА 10
РАСЧЕТ ТРУБОПРОВОДОВ, СООРУЖАЕМЫХ НА СТРУКТУРНО-НЕУСТОЙЧИВЫХ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ

Особенности структурно-неустойчивых грунтов

К структурно-неустойчивым просадочным грунтам относятся грунты, в которых при некоторых добавочных воздействиях — нагрузке, обводнении, оттаивании резко нарушается структура, что обусловливает увеличение осадок, уменьшение несущей способности, ухудшение физико-механических свойств и пр. Значительные осадки этих грунтов обусловлены тем, что в природных условиях они являются недоуплотненными, так как при незавершенной консолидации образовались структурные связи, препятствующие их уплотнению, а при указанных воздействиях эти связи нарушаются.

Просадочность грунтов определяют на основании компрессионных кривых. Компрессионные кривые (зависимость коэффициента пористости e от давления p) для структурно-неустойчивых грунтов (рис. 10.1, *а* — лессовых при замачивании, *б* — мерзлых при оттаивании, *в* — рыхлых песков при вибрации) имеют форму существенно отличающую от обычных грунтов тем, что при давлении p_c скачкообразно, соответственно на величину $\Delta e_{зам}$, $\Delta e_{отт}$, $\Delta e_{виб}$ изменяется коэффициент пористости.

На рис. 10.2 схематически, для описания качественной картины поведения грунтов, изображены компрессионные кривые для трех состояний грунта: *1* — находящегося в мерзлом состоянии, *2* — обычного немерзлого (при положительной температуре), *3* — оттаивающего

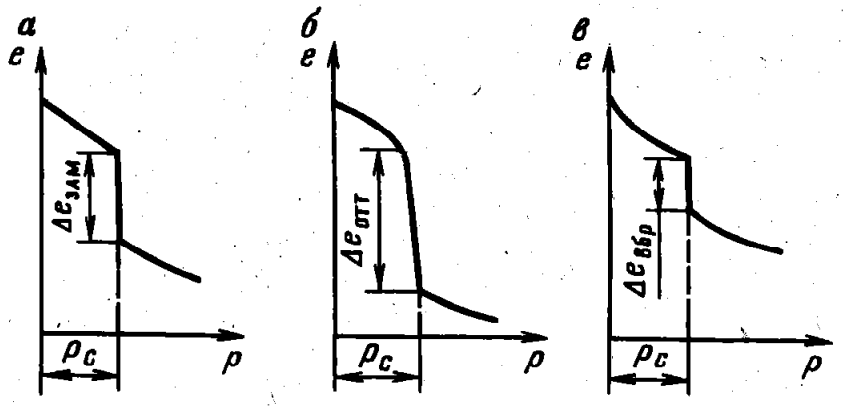


Рис. 10.1. Компрессионные кривые структурно-неустойчивых грунтов

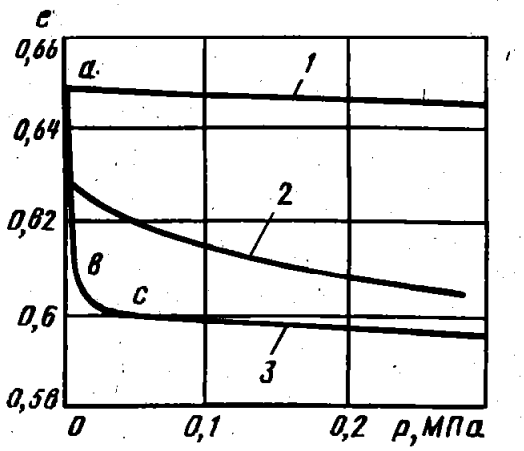


Рис. 10.2. Компрессионные кривые для песка

грунта. По оси абсцисс отложено нормальное давление p, по оси ординат — коэффициент пористости e, абсолютные величины относятся к песчаным грунтам (по данным Н. А. Цытовича). Из сопоставления компрессионных кривых для грунтов немерзлых (талых) и мерзлых при оттаивании следует, что наибольшие изменения коэффициента пористости имеют место в процессе оттаивания.

Компрессионная кривая для мерзлых грунтов при оттаивании может быть условно разбита на три участка. На первом участке *ab* (см. рис. 10.2) изменение пористости объясняется вытаиванием льда (изменения объема льда при переходе его в воду) и отжатием воды. Второй участок *bc* — характеризуется процессом завершения отжатия воды из грунта и изменением объема от некоторого закрытия макротрещин грунта при оттаивании. Давление, соответствующее всему участку *ac*, незначительно, менее 0,02 МПа. Третий участок, после точки *c*, характеризуется линейной зависимостью между изменением пористости и давлением. Отметим, что, как показали исследования ряда авторов, линейная зависимость между изменением пористости мерзлых грунтов при оттаивании справедлива также для вечномерзлых грунтов естественной ненарушенной структуры.

Для практического использования в расчетах трубопроводов на прочность действительного процесса протаивания и просадки грунта,

протекающего во времени, рассматриваются только стабилизированные осадки. Все возможные перемещения трубопровода в вертикальной плоскости вниз, в пределах талого грунта, разбиваются на два интервала: перемещение, соответствующее осадке оттаивания, и перемещение, соответствующее осадке уплотнения.

При прокладке трубопровода на мерзлых и вечномерзлых грунтах оттаивание грунта, непосредственно окружающего трубопровод, возможно как за счет температуры наружного воздуха при глубине заложения трубы, меньшей наибольшего сезонного промерзания грунта, так и за счет температуры трубопровода, транспортирующего продукт с положительной температурой.

При рассмотрении свойств мерзлого грунта после оттаивания необходимо учитывать, что при промерзании талого грунта происходит существенное изменение его текстуры и формируется новая криогенная текстура, это связано с миграцией воды и дисперсных минеральных частиц, с увеличением объема воды в процессе промерзания, с обжатием минеральных частиц грунта и отдельных его слоев кристаллами льда. Особенно существенные изменения происходят при промерзании глинистых грунтов, сопровождающемся рядом физико-химических процессов. Поэтому при возможном изменении температуры продукта (по знаку) в процессе эксплуатации при экспериментальном определении характеристик грунта при оттаивании следует учитывать прогноз изменения свойств грунта.

Модель осадки оттаивающих мерзлых грунтов основания подземного трубопровода

Для практического использования в расчетах сложного процесса уплотнения мерзлого грунта при оттаивании зависимость $e=f(p)$, приведенную на рис. 10.2, можно упростить, не искажая физику процесса уплотнения: точку b можно поместить на ось ординат, так как соответствующая ей нагрузка мала, т. е. уменьшение пористости от e_a до e_b происходит при $p\to 0$, дальнейшее изменение коэффициента пористости можно принять пропорциональным нагрузке.

Согласно методике проведения испытаний мерзлых грунтов горячими штампами коэффициент осадки определяется зависимостью

$$i=\varepsilon_{th}+\frac{a}{k}p, \qquad (10.1)$$

где ε_{th} — коэффициент просадки; a — коэффициент сжимаемости, p — давление, изменяющееся от бытового до значения несущей способности грунта; k — коэффициент, принимаемый равным для песков и супесей 1,3, для суглинков — 1,2 и 1 — для глин.

Переходя от коэффициента сжимаемости грунта a к его модулю деформации E по условию $E=\beta/a$, находим коэффициент осадки в виде

$$i=\varepsilon_{th}+\frac{\beta}{kE}p, \tag{10.2}$$

где β — коэффициент, принимаемый равным 0,74 для песков и супесей, 0,62 — для суглинков и 0,4 — для глин.

Так как в практике проектирования обычно задаются коэффициентом осадки, соответствующим давлению p, равному несущей способности грунта R, то из (10.2) получаем коэффициент просадки

$$\varepsilon_{th}=i-\frac{\beta}{k}\frac{R}{E}. \tag{10.3}$$

Отметим, что подстилающий трубопровод грунт по глубине может иметь различные характеристики, входящие в формулу (10.3), поэтому при известном ореоле протаивания под трубой, необходимо определять коэффициент просадки ε_{thj} для каждого из слоев.

Кроме определения коэффициента просадки по методике испытания вечномерзлых грунтов горячими штампами, возможно нахождение коэффициента просадки (относительной просадки грунта) расчетом по формуле

$$\varepsilon_{thj}=\frac{1{,}1w_{t0t}-w_{th}-0{,}1w_w}{\rho_w/\rho_s+w_{t0t}},$$

где w_{t0t} и w_{th} — соответственно суммарная влажность мерзлого грунта и влажность оттаявшего грунта под природным давлением; w_w — влажность мерзлого грунта за счет незамерзшей воды; ρ_w и ρ_s — соответственно плотность воды и плотность частиц грунта.

Зная коэффициент просадки ε_{thj}, можно методом суммирования по слоям определить абсолютную просадку.

При прокладке трубопровода в вечномерзлых грунтах (рис. 10.3) просадка грунта под трубопроводом зависит от нескольких факторов: глубины залегания вечномерзлых грунтов $h_{вм}$; ореола протаивания под трубой $\rho_н$ и над трубой $\rho_в$; мощности промерзающего с поверхности слоя грунта y_i, которая зависит от температуры наружного воздуха; положения оси трубопровода относительно дневной повер-

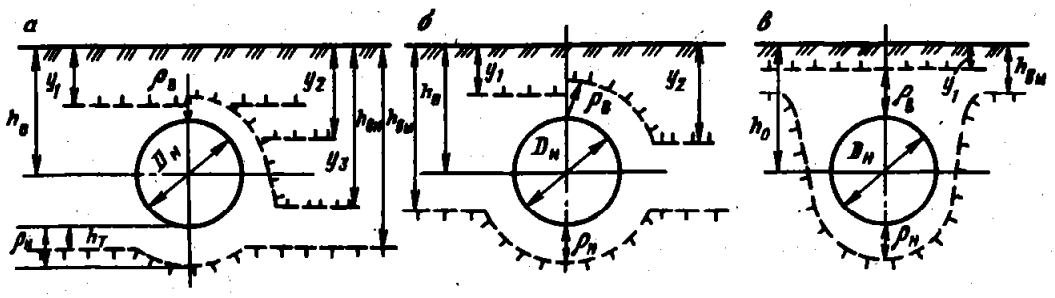


Рис. 10.3. Схема трубопровода, расположенного в пределах деятельного слоя

хности h_0 и его диаметра $D_н$. Отметим, что ореол протаивания и мощность промерзающего с поверхности слоя грунта определяется на основании расчета теплового взаимодействия трубопровода с грунтом. Эти параметры описывают положение трубопровода относительно вечномерзлого грунта.

При этом возможны три расчетных случая:

трубопровод расположен в пределах деятельного слоя (рис. 10.3, *а*), т. е. $h_0+(D_н/2)<h_{вм}$;

трубопровод частично расположен в вечномерзлом грунте (рис. 10,3, *б*), т. е. $h_0-(D_н/2)<h_{вм}$;

трубопровод полностью расположен в вечномерзлом грунте (рис. 10.3, *в, г*), т. е. $h_0-(D_н/2)\geqslant h_{вм}$.

Для всех трех случаев просадку грунта можно определить по формуле

$$s=\varepsilon_{th}(\rho_н-h_т), \tag{10.4}$$

где

$$\begin{aligned} h_т&=h_{вм}-(h_0+D_н/2) \quad \text{при } h_т\geqslant 0;\\ h_т&=0 \qquad\qquad\qquad\quad \text{при } h_т<0. \end{aligned} \tag{10.5}$$

В ряде случаев характеристики вечномерзлого грунта под трубой i, R, E, ε_{th} по глубине протаивания различны, в этом случае просадку следует определять как сумму просадок отдельных слоев.

Под моделью осадки оттаивающих мерзлых грунтов основания подземного трубопровода будем понимать зависимость сопротивления грунта при перемещении трубопровода вниз и зависимость удерживающей способности грунта, связей (закрепляющих устройств) и массы самого трубопровода с учетом выталкивающей силы воды при перемещении трубопровода вверх от перемещения. В общем случае эта зависимость «сопротивление (удерживающая способность) — перемещение» нелинейная, однако для практических расчетов представим ее в виде кусочно-линейной функции.

При построении расчетной модели при образовании ореола протаивания будем условно считать, что грунт основания под трубой характеризуется тремя слоями: первый — равный просадке, второй — разнице между протаиванием и просадкой, далее — грунт ненарушенной структуры.

Принимаем, что сопротивление грунта q, до перемещения трубы, равного просадке $s_{ос}$, пропорционально перемещению. Согласно требованиям на проведение изысканий за давление, соответствующее первой ступени нагрузки, принимается бытовое давление грунта:

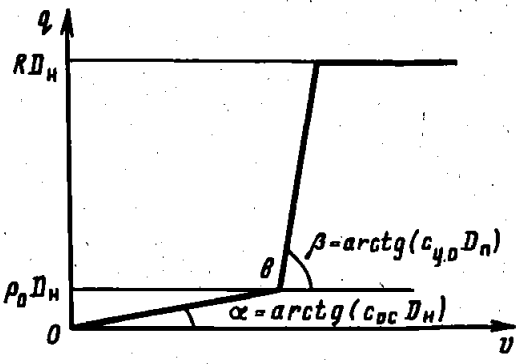
$$p_б=\gamma[h_0+(D_н)/2)], \tag{10.6}$$

где γ — удельный вес грунта.

В то же время эта нагрузка должна быть такой, чтобы давление не превышало 0,01 МПа.

Таким образом, на диаграмме «сопротивление — перемещение трубы вниз» (рис. 10.4) абсциссе точки b равной $s_{ос}$, будет соответ-

Рис. 10.4. Зависимость сопротивления грунта от перемещения трубы вниз



ствовать ордината $p_6 D_н$, в которой величина r_6 принимается по формуле (10.6), но не более 0,01 МПа. Тогда коэффициент нормального сопротивления грунта, т. е. тангенс угла наклона ветви *ob* (см. рис. 10.4) будет определяться по формуле

$$\begin{aligned} c_{oc} &= p_6/h_{oc} \text{ при } p_6 \leqslant 0{,}01; \\ c_{oc} &= 0{,}01/h_{oc} \text{ при } p_6 > 0{,}01. \end{aligned} \tag{10.7}$$

С дальнейшим увеличением перемещения сопротивление грунта увеличивается. Для второго слоя принимаем, что зависимость сопротивления от перемещения линейная, считаем, что коэффициент пропорциональности равен обобщенному коэффициенту нормального сопротивления, определяемому как для обычного талого грунта

$$c_{y0} = \frac{0{,}12E_{гр}}{(1-\mu_{гр}^2)\sqrt{l_0 D_н}}, \tag{10.8}$$

где $E_{гр}$, $\mu_{гр}$ — модуль и коэффициент поперечной деформации талого грунта; l_0 — единичная длина трубопровода; $D_н$ — наружный диаметр трубы.

По достижении сопротивлением величины, соответствующей давлению, равному расчетному сопротивлению талого грунта R, считаем, что далее сопротивление грунта остается постоянным (см. рис. 10.4).

Таким образом, интенсивность сопротивления грунта q поперечным перемещениям трубы v вниз можно описать трилинейной диаграммой

$$\begin{aligned} q &= c_{oc} v D_н \text{ при } v \leqslant s_{oc}; \\ q &= \left[c_{oc}s_{oc} + (v - s_{oc})c_{y0}\right] D_н \text{ при } s_{oc} < v < s_{oc} + R/c_{y0}; \\ q &= RD_н \text{ при } v \geqslant s_{oc} + R/c_{y0}. \end{aligned} \tag{10.9}$$

При перемещении трубы вверх в первом приближении (в запас прочности и устойчивости) будем исходить из однослойного типа грунта над трубой — талого. Аналогично принятым методам при расчете трубопроводов в обычных условиях считаем, что полное максимальное сопротивление поперечным перемещениям складывается из положительной плавучести трубопровода $q_{п.т}$, которая равна равнодействующей веса трубы с продуктом, дополнительной пригрузке

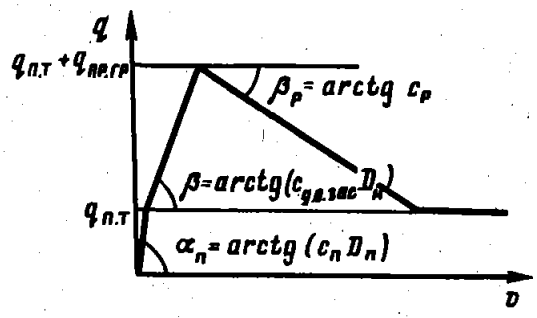


Рис. 10.5. Зависимость сопротивления грунта от перемещения трубы вверх

(балластировке), выталкивающей силы воды и максимальной удерживающей способности грунта над трубой $q_{пр.гр}$.

Зависимость сопротивления от перемещения принимается кусочно-линейной. Так как величина $q_{п.т}$ обусловлена весовой характеристикой, то она реализуется теоретически при бесконечно малых перемещениях вверх. При отсутствии перемещений поперечная нагрузка считается равной нулю, так как положительная плавучесть трубопровода уравновешивается реакцией основания. Для практических расчетов можно принять тангенс угла $\alpha_п$ наклона первой ветви, характеризуемый коэффициентом $c_п$, на порядок больше тангенса угла β наклона второй ветви, характеризуемый обобщенным коэффициентом грунта засыпки $c_{уо.зас}$ (рис. 10.5).

Вторая ветвь характеризует работу талого грунта засыпки. По достижению максимального сопротивления с дальнейшим увеличением перемещения сопротивление уменьшается вновь до величины, равной положительной плавучести трубопровода. Угол наклона нисходящей ветви $\beta_р$ (см. рис. 10.5) можно определить из условия, что при перемещении, равном высоте засыпки над трубой h, сопротивление грунта равно нулю.

Таким образом, интенсивность сопротивления поперечным перемещениям вверх можно описать четырехлинейной диаграммой:

$$q=c_п v D_н \text{ при } v\leqslant q_{пт}/c_п D_н;$$

$$q=q_{п.т}+\left[v-q_{п.т}/(c_п D_н)\right]c_{уо.зас}D_н$$

$$\text{при } q_{п.т}/(c_п D_н)<v<q_{пт}/(c_п D_н)+q_{пр.гр}/(c_{уо.зас}D_н);$$

$$q=q_{пт}+q_{пр.гр}-\left\{v-\left[q_{п.т}/(c_п D_н)+q_{пр.гр}/(c_{уо.зас}D_н)\right]\right\}c_р$$

$$\text{при } \left[q_{пт}/(c_п D_н)+q_{пр.гр}/(c_{уо.зас}D_н)\right]<v<h;$$

$$q=q_{п.т} \text{ при } v\geqslant h. \qquad (10.10)$$

Отметим, что при определении обобщенного коэффициента нормального сопротивления грунта засыпки следует учитывать уменьшение модуля деформации грунта засыпки по сравнению с модулем деформации грунта ненарушенной структуры, а при наличии промерзания грунта с поверхности коэффициент разгрузки $c_р$ следует принимать равным нулю.

Модель осадки при замачивании (водонасыщении) просадочных грунтов основания подземного трубопровода

Ряд грунтов, в основном глинистые и лессовидные, при повышении влажности выше определенного уровня дают дополнительные деформации — просадки от внешней нагрузки и (или) массы грунта. Изменение влажности грунтов может быть вызвано подъемом уровня грунтовых вод, повышением влажности за счет изменения природных условий, изменением гидрогеологических условий в результате строительства и эксплуатации трубопроводов или другой хозяйственной деятельности. Просадочные грунты характеризуются относительной просадочностью и начальным просадочным давлением.

Дополнительные деформации просадочных грунтов можно разделить на две составляющие: просадки от массы грунта, происходящие в нижней части просадочной толщи, и просадки от нагрузки, передаваемой трубопроводом, происходящие в пределах деформированной зоны основания.

Просадка грунта от массы грунта при увеличении его влажности вследствие замачивания сверху больших площадей (для трубопровода — при ширине замачиваемой площади равной или большей размера просадочной толщи), а также вследствие подъема уровня подземных вод определяется по формуле

$$s_{sl,q} = \sum_{i=1}^{n} \varepsilon_{sl,i} h_i k_{sl,i}, \qquad (10.11)$$

где i — номер слоя; n — число слоев, на которое разбита зона просадки, равная расстоянию, отсчитываемому с глубины, на которой вертикальные напряжения от массы грунта равны начальному просадочному давлению, до границы просадочной толщи; $\varepsilon_{sl,i}$ — относительная просадочность i-го слоя грунта; h_i — толщина i-го слоя; $k_{sl,i}$ — коэффициент условия работы основания.

Относительная просадочность грунта ε_{sl} определяется на основе испытания образцов грунта соответствующего слоя на сжатие без возможности его бокового расширения

$$\varepsilon_{sl} = (h_{\text{пр}} - h_{sat,p})/h_{\text{пр}}, \qquad (10.12)$$

где $h_{\text{пр}}$ — высота образца природной влажности; $h_{sat,p}$ — высота образца после его полного водонасыщения. Высоты образцов как природной влажности, так и при полном его водонасыщении определяют при обжатии давлением, равным напряжению на рассматриваемой глубине от веса вышележащего слоя грунта ($\sigma_{zq,i} = \gamma h_i$).

Толщина зоны просадки h_{slq} от веса грунта определяется с глубины z_q, где напряжение от веса грунта ($\sigma_{zq} = \gamma z_q$) равно начальному просадочному давлению p_{sl} до нижней границы просадочной толщи.

За начальное просадочное давление i-го слоя принимается давление, соответствующее:

при лабораторных испытаниях грунтов в компрессионных приборах — давлению, при котором относительная просадочность, вычисленная по формуле (10.12), равна $\varepsilon_{sl}=0{,}01$;

при полевых испытаниях штампами предварительно замоченных грунтов — давлению, равному пределу пропорциональности на графике «нагрузка — осадка».

Коэффициент условия работы основания под трубопроводом $k_{sl,i}$, входящий в формулу (10.11) по определению просадки от веса грунта, находят по выражению

$$k_{sl,i}=0{,}5+1{,}5\frac{\sigma_{zqi}-p_{sli}}{p_0}, \qquad (10.13)$$

где σ_{zqi} — напряжение от вышележащего грунта над рассматриваемым слоем; p_{sli} — начальное просадочное давление i-го слоя; p_0 — условное давление, принимаемое равным 100 кПа.

Просадка грунта от его массы при замачивании сверху малых площадей (при ширине замачиваемой площади меньше просадочной толщи) определяется по приближенной зависимости

$$s_{sl;\,qw}=s_{sl,q}\sqrt{\frac{b_w}{h_{sl}}\left(2-\frac{b_w}{h_{sl}}\right)}, \qquad (10.14)$$

где $s_{sl,q}$ — просадка, определенная по формуле (10.11); b_w — ширина замачиваемой площади; h_{sl} — размер просадочной толщи.

При прокладке трубопровода на просадочных грунтах в ряде случаев происходит постепенное накопление влаги в грунте. В этом случае относительная просадочность грунта при его неполном водонасыщении, соответствующая влажности w, определяется по формуле

$$\varepsilon_{sl\,н}=0{,}01\frac{w_{sat}-w}{w_{sat}-w_{sl}}+\varepsilon_{sl}\frac{w-w_{sl}}{w_{sat}-w_{sl}}, \qquad (10.15)$$

где w_{sat} — влажность, соответствующая полному водонасыщению грунта; w — влажность грунта; w_{sl} — начальная просадочная влажность, равная влажности, при которой проявляются просадочные свойства грунтов, т. е. $\varepsilon_{sl}=0{,}01$; ε_{sl} — относительная просадочность грунта при его полном водонасыщении, определяемая по формуле (10.12).

Здесь, как и ранее, под моделью осадки при замачивании (водонасыщении) просадочных грунтов основания подземных трубопроводов будем понимать зависимость сопротивления грунта от перемещения трубы. Качественно модели осадки, как при протаивании мерзлых грунов, так при замачивании просадочных грунтов, одинаковы (см. рис. 10.4). Абсцисса точки b определяется по формуле (10.11), ордината равна произведению бытового давления на нижней границе просадочной толщин на диаметр трубы.

Особенностью расчета трубопровода, прокладываемого на замачиваемых просадочных грунтах, в отличие от расчета трубопровода на оттаивших мерзлых грунтах, заключается в том, что здесь необходимо учитывать изменение уровня дневной поверхности (поверхности грунта) за счет просадки грунта.

Определение нагрузок на трубопровод и переменных параметров упругости

При расчете трубопровода, прокладываемого на просадочных грунтах, в отличие от расчета трубопровода, прокладываемого в обычных талых грунтах, при перемещении трубы вниз за счет просадки, грунт над трубой является активной нагрузкой. Поэтому в данном случае эту нагрузку следует учитывать вместе с другими нагрузками и воздействиями, возникающими в процессе эксплуатации.

Будем считать, в запас прочности, что в процессе оттаивания мерзлого грунта вокруг трубы уровень дневной поверхности грунта не изменяется, т. е. наличием так называемой «чаши оттаивания» пренебрегаем. Также полагаем, что плотности грунта в талом и мерзлом состоянии равны. Тогда интенсивность нагрузки от массы грунта над трубой

$$q_{\text{гр}}=\gamma D_{\text{н}}(h_0-\pi D_{\text{н}}/8). \qquad (10.16)$$

С учетом изменения уровня дневной поверхности при расчете трубопроводов, прокладываемых в лессовых грунтах, нагрузку от веса грунта можно также определять по приведенной формуле, принимая h_0 как расстояние от чаши протаивания до оси трубы.

Для учета физической нелинейности среды, т. е. нелинейности диаграммы «сопротивление — перемещение» используется также метод переменных параметров упругости. Однако в данной задаче, при перемещениях трубопровода вниз в связи с особенностью диаграммы «сопротивление грунта — перемещение», заключающейся в том, что тангенс угла наклона первой ветви диаграммы существенно меньше тангенса угла наклона второй ветви, используется комбинированный метод определения переменных параметров упругости.

Как обычно, на основании предыдущего этапа расчета определяются перемещение каждого из конечных элементов. Отметим, что перемещение трубы вниз принято за положительное. Новые переменные параметры определяются по формулам

$$\text{при } 0<v\leqslant h_{\text{ос}} \qquad c_{\text{у}}=c_{\text{ос}};$$

$$\text{при } h_{\text{ос}}<v<R/c_{\text{ос}} \qquad c_{\text{у}}=\frac{vc_{\text{ос}}}{h_{\text{ос}}+\dfrac{c_{\text{ос}}(v-h_{\text{ос}})}{c_{\text{у}0}}};$$

$$\text{при } v > R/c_{oc} \quad c_y = \frac{R}{h_{oc} + \dfrac{R - c_{oc} h_{oc}}{c_{y0}}};$$

$$\text{при } -q_{пт}/(c_п D_н) \leqslant v < 0 \quad c_y = c_п;$$

$$\text{при } -\frac{q_{пт}}{c_п D_н} - \frac{q_{пр.гр}}{c_{у.о.зас} D_н} \leqslant v < -q_{пт}/(c_п D_н)$$

$$c_y = -\frac{q_{пт} - \left(\dfrac{q_{пт}}{c_п D_н} + v\right) c_{у.о.зас} D_н}{v D_н};$$

$$\text{при } v < -\frac{q_{пт}}{c_п D_н} - \frac{q_{пр.гр}}{c_{у\,о.зас} D_н}$$

$$c_y = \frac{q_{пт} + q_{пр.гр} + \left(v + \dfrac{q_{пт}}{c_н D_н} + \dfrac{q_{пр.гр}}{c_{у\,о.зас} D_н}\right) c_p}{v D_н}. \qquad (10.17)$$

Таким образом, методом последовательных приближений определяются переменные параметры упругости, отражающие физическую нелинейность взаимодействия трубопровода с грунтом.

Результаты численных экспериментов

На основе разработанного алгоритма составлена программа «ПРОСАДКА». По программе проведен ряд численных экспериментов, в том числе решен ряд тестовых задач, имеющих частный характер, для которых имеется решение в замкнутом виде. Проведено сравнение с решением для многопролетной балки, для жесткой нити, для многопролетной балки с упругой опорой. На рис. 10.6 приведены

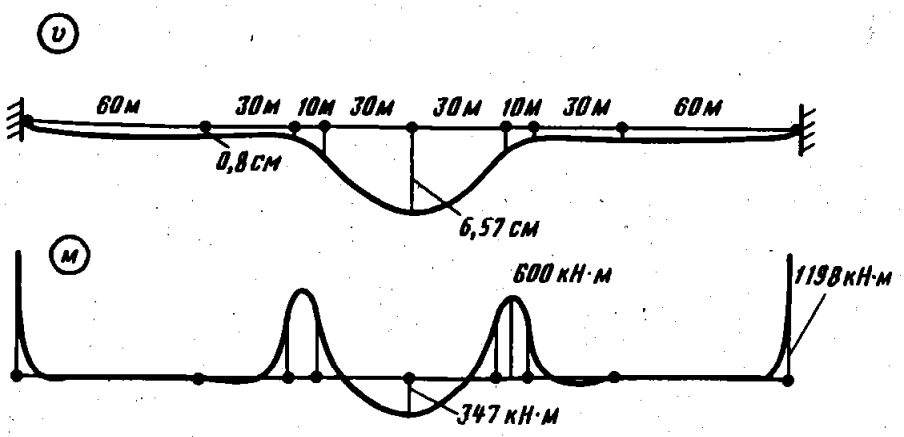


Рис. 10.6. Эпюры поперечных перемещений v и изгибающих моментов M для прямолинейного трубопровода, пересекающего участок просадочного грунта

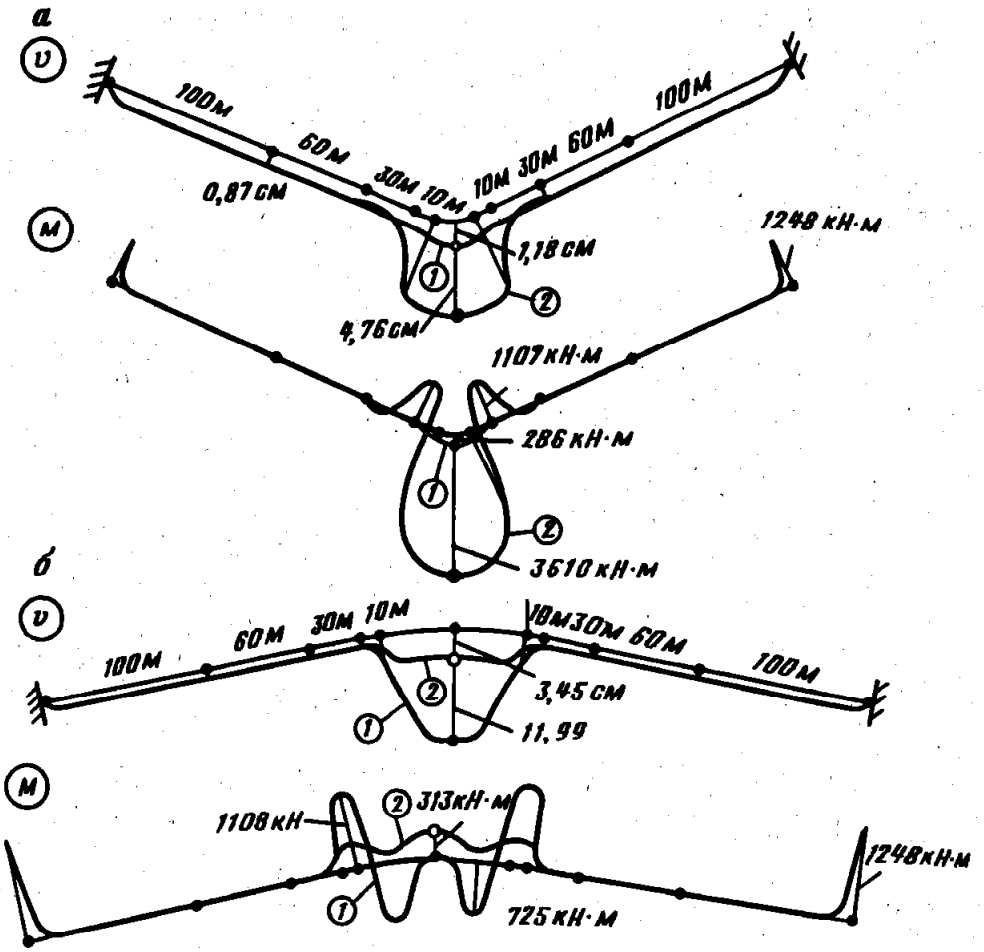


Рис. 10.7. Эпюры поперечных перемещений v и изгибающих моментов M для участка трубопровода с вогнутым ($а$) и выпуклым ($б$) углами поворота

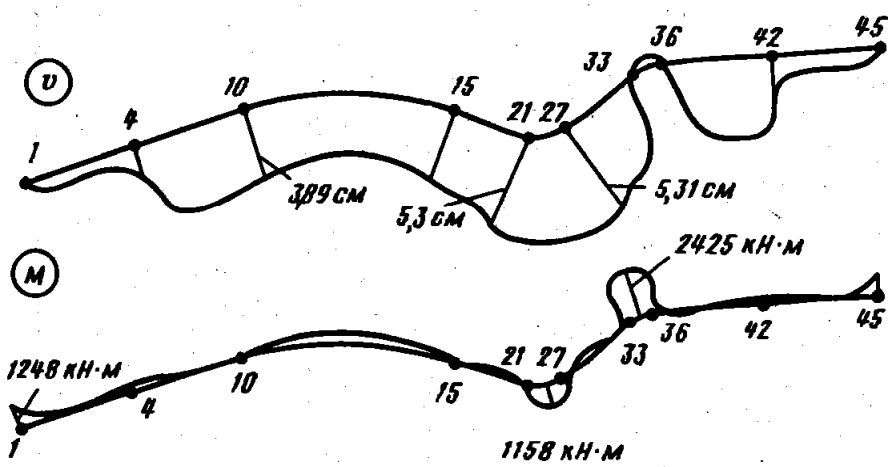


Рис. 10.8. Эпюры поперечных перемещений v и изгибающих моментов M для трубопровода с участком упругого изгиба и двумя отводами

результаты расчета (эпюры поперечных перемещений v и изгибающих моментов M) для трубопровода сечением 1420×19 мм, имеющего общую длину 260 м при неподвижных концах. На длине 100 м трубопровод уложен в песчаный грунт со средними физико-механическими характеристиками, на длине 60 м он пересекает мерзлый грунт, при этом условия таковы, что вокруг него образуется ореол протаивания, при этом осадка равна 40 см. Модуль осадочного грунта E_{oc} принят равным нулю, т. е. отсутствует сопротивление перемещению трубопровода вниз. Характеристики положения трубы таковы, что нагрузка от веса вышележащего грунта на единицу длины трубы составляет 41,38 кН/м (вычисляется программно), давление и температурный перепад равны нулю.

Максимальные перемещения при этом составляют 6,57 см, наиболее напряженное сечение находится примерно на расстоянии 5 м от ореольной зоны, при этом напряжения не превышают предельных.

На рис. 10.7, *а* приведены результаты расчета для угла поворота 6° участка трубопровода, сооруженного на просадочном грунте ($h_{oc} = 10$ см), выполненного с применением отвода машинного гнутья радиусом 60 м. Здесь рассмотрены два случая нагружения: *1* — только поперечной нагрузкой и *2* — дополнительным температурным воздействием $\Delta t = 60°$ С и внутренним давлением $p = 7{,}5$ МПа. Отметим, что температурный перепад и внутреннее давление вызывают не только дополнительное продольное усилие в трубопроводе, но и в 4 раза увеличивают перемещения, в 3 раза — изгибающий момент. Представленные на рис. 10.7, *б* результаты расчета угла поворота 2,5° для участка с выпуклой упругой кривой радиусом 2500 м свидетельствуют, что в этом случае внутреннее давление вызывает качественное изменение поведения трубопровода — уменьшение перемещений, изгибающего момента и их характера.

На рис. 10.8 представлены результаты расчета (эпюры перемещений v и изгибающих моментов M) для участка трубопровода, включающего упругую кривую и два отвода машинного гнутья на вогнутом и выпуклом рельефах. При нагружении температурным перепадом $\Delta t = 60°$ С и внутренним давлением $p = 7{,}5$ МПа. При этом для вогнутого участка, благодаря воздействию внутреннего давления и температурного перепада, поперечные перемещения v превышают осадку грунта, а на выпуклом — перемещения направлены вверх, в сторону, противоположную перемещению грунта (осадке).

Представленные результаты свидетельствуют, что перемещения трубопровода не совпадают с перемещениями грунта и определяются геометрией системы, нагрузками и воздействиями. Получаемые количественные характеристики поведения трубопровода позволят выбрать рациональные конструктивные решения трубопровода, удовлетворяющие условиям прочности и деформативности.

ГЛАВА 11

РАСЧЕТ ПОДЗЕМНЫХ ТРУБОПРОВОДОВ, ПРОКЛАДЫВАЕМЫХ НА ПУЧИНИСТЫХ ГРУНТАХ

Особенности морозного пучения различных грунтов

Трубопровод может быть уложен в пределах слоя сезонного промерзания и оттаивания грунта (деятельный слой), ниже деятельного слоя, а также в пределах слоя многолетнемерзлого грунта. Температура транспортируемого продукта по трубопроводу может быть как положительной, так и отрицательной, причем технология транспорта может предусматривать изменение режимов температур, которые связаны с условиями подготовки продукта к транспорту на компрессорных или насосных станциях. Изменение температуры грунта, окружающего трубопровод, с положительной на отрицательную, вне зависимости от того вызвано ли это температурой окружающего воздуха или продукта, обусловливает морозное пучение грунта. Под морозным пучением понимается внутриобъемное деформирование промерзающих влажных почв, нескальных пород и грунтов, приводящее к увеличению их объема вследствие замерзания в них воды и образования ледяных включений в виде прослойков, линз, поликристаллов и т. п.

Морозоопасность грунтов определяется их способностью в процессе промерзания формировать криогенную структуру. Она зависит от многочисленных факторов: вида грунта, его структуры и зернового состава и плотности, влажности и глубины залегания подземных вод, состава и свойства воды в грунте, скорости промерзания грунта, напряженного состояния грунта, наличия в грунте органических примесей, неоднородности грунтов, неравномерного распределения влажности, плотности, неодинаковых условий промерзания.

В глинистых грунтах (суглинки, глины) при близком к поверхности уровне грунтовых вод морозное пучение происходит в условиях избыточного льдовыделения с образованием слоистых и сетчатых криотекстур, при этом пучение по глубине отличается большой равномерностью, интенсивность пучения велика. При низком, относительно поверхности грунта, уровне грунтовых вод при промерзании грунта с поверхности происходит существенное изменение начальной влажности по глубине промерзаемой толщи. Обычно максимальное значение влажности соответствует нижней границе пластичномерзлого слоя небольшой толщины, а в слое грунта, подстилающем пластичномерзлый слой, имеет место уменьшение влажности по сравнению с первоначальной вследствие притока влаги к фронту промерзания. Повышение начальной влажности слоя пластичномерзлого грунта, расположенного вблизи фронта промерзания,

способствует сегрегационному льдообразованию и вызывает распученность грунта. Увеличение влажности за счет миграции зависит от консистенции глинистых грунтов. При промерзании глинистых грунтов твердой консистенции существенного перераспределения влаги по глубине не происходит, при глинистых грунтах полутвердой и тугопластической консистенции происходит увеличение начальной влажности примерно в 1,5 раза, при мягкопластичной консистенции — в среднем в 2 раза.

При промерзании супесей наряду с тепловой миграцией воды к фронту промерзания происходит и отжатие влаги вглубь от фронта. Вследствие этого морозное пучение супесей значительно меньше (в 1,5—2 раза), чем глинистых грунтов при прочих равных условиях. При промерзании неоднородных грунтов, когда супеси присутствуют в толще суглинков в виде небольших прослоек, происходит обезвоживание прослоек с отжатием влаги в слои суглинков, на границе их контакта возрастает влажность и образуются значительные по толщине линзы и прослойки льда.

Морозное пучение крупнообломочных грунтов и песков определяется видом и составом заполнителя, особенно пылевато-глинистых фракций.

Крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем, пески гравелистые, крупные и средние, не содержащие пылевато-глинистых фракций, торфы относятся к непучинистым грунтам при любом положении уровня грунтовых вод и их влажности.

Характеристикой пучинистых грунтов согласно СНиП 2.02.04—87 является относительное пучение (или коэффициент пучения), определяемое по формуле

$$\bar{f}=h_f/d_f, \qquad (11.1)$$

где h_f — перемещение поверхности слоя промерзающего грунта; d_f — мощность слоя промерзающего грунта.

По степени морозоопасности в зависимости от величины $\bar{f}$ все пучинистые грунты подразделяются на пять групп: практически непучинистые $\bar{f}\leqslant 0{,}01$; слабопучинистые $0{,}01<\bar{f}\leqslant 0{,}035$; среднепучинистые $0{,}035<\bar{f}\leqslant 0{,}07$, сильнопучинистые $0{,}07<\bar{f}\leqslant 0{,}12$, чрезмернопучинистые $\bar{f}>0{,}12$.

Нагрузки и перемещения, обусловленные пучением грунта

Под поперечной нагрузкой, действующей на трубопровод при пучении грунта, будем понимать вертикальную нагрузку, направленную вверх, действующую на единицу длины трубопровода при отсутствии перемещения трубы. Под перемещением будем понимать перемещения слоя грунта на уровне верха образующей трубы при различном положении фронта промерзания.

При промерзании пучинистых грунтов, как уже отмечалось, происходит увеличение их объема за счет перехода воды в лед.

Если существуют какие-либо внешние ограничения, препятствующие увеличению объема, то развиваются напряжения. Так как нами принято определять нагрузку на несмещающийся трубопровод, то это является ограничением, и поэтому на трубопровод действуют силы пучения. Так как силы пучения являются самоуравновешенными, то они действуют и на примыкающий к фронту промерзания талый грунт. Естественно, что напряжения от пучения не могут превысить возможные максимальные напряжения в грунте.

Примем гипотезу, что примыкающий к фронту промерзания талый грунт является несжимаемым (относительно увеличивающегося в объеме мерзлого грунта), а его сопротивления определяются аналогично пассивному давлению грунта

$$R=\gamma_{гр}h\,\mathrm{tg}^2(45^\circ+\varphi_{гр}/2)+2c_{гр}\,\mathrm{tg}(45^\circ+\varphi_{гр}/2), \qquad (11.2)$$

где $\gamma_{гр}$, $c_{гр}$, $\varphi_{гр}$ — соответственно удельный вес, удельное сцепление и угол внутреннего трения талого грунта; h — расстояние от поверхности до рассматриваемого слоя.

Тогда силы пучения можно определять также по формуле (11.2). При промерзании с поверхности грунта под h будет пониматься глубина промерзания, т. е. силы пучения при отсутствии сцепления пропорциональны глубине промерзания, что в принципе соответствует гипотезам, используемым при расчете фундаментов.

Рассмотрим нагрузки, действующие на трубопровод при промерзации грунта с поверхности, при этом считаем, что труба находится в пределах сезонного промерзания грунта, а температура трубы равна температуре грунта, т. е. не изменяется природное распределение температуры в грунте.

Так как физико-механические характеристики мерзлого грунта зависят от температуры грунта в заданной точке, то запишем формулы для определения температуры грунта.

Глубина промерзания $h_м$ в рассматриваемый момент времени τ от начала промерзания при заданной глубине деятельного слоя $h_д$ может определяться по формуле

$$h_м=h_д\sqrt{\tau/T_з}=h_д\sqrt{\bar{n}}, \qquad (11.3)$$

где $T_з$ — продолжительность зимнего периода.

Глубину сезонного промерзания грунта $h_д$ (деятельный слой) при отсутствии данных многолетних наблюдений следует определять на основе теплотехнических расчетов. Для районов, где глубина промерзания не превышает 2,5 м, ее значение в м допускается вычислять по формуле

$$h_м=d_0\sqrt{M_t}.$$

где M_t — безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур в данном районе, принимаемый по СНиП по строительной климатологии

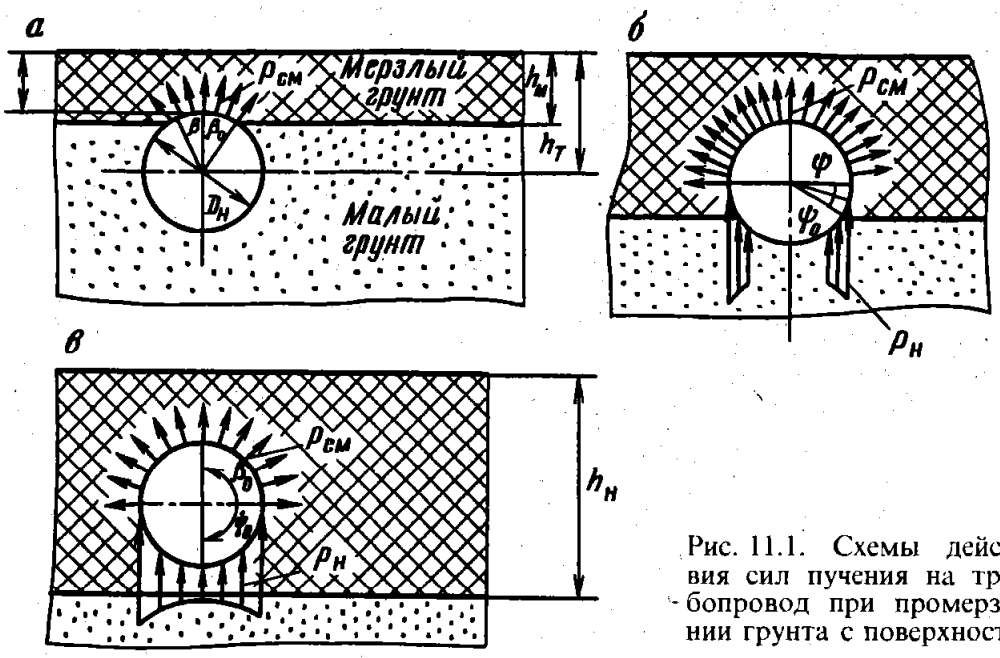


Рис. 11.1. Схемы действия сил пучения на трубопровод при промерзании грунта с поверхности

и геофизике, а при отсутствии в них данных для конкретного пункта или района строительства — по результатам наблюдений гидрометеорологических станций, находящихся в аналогичных условиях с районом строительства; d_0 — параметр, равный для суглинков и глин — 0,23, супесей, песков мелких и пылеватых — 0,28, песков гравелистых, крупных и средней крупности — 0,3, крупнообломочных грунтов — 0,34.

Температура грунта в рассматриваемой точке на поверхности трубы является функцией времени от начала промерзания грунта и расстояния от дневной поверхности до рассматриваемой точки. Принимая гармонический (синусоидальный) закон изменения во времени температуры на поверхности грунта, получаем выражение для температуры грунта в произвольной точке с координатой β

$$t_{гр} = \frac{t_{min} \sin(\pi\tau / T_з)}{h_м} \frac{D_н}{2} \cos(\beta - \beta_0). \qquad (11.4)$$

При движении фронта промерзания от поверхности в зависимости от его положения относительно трубы можно выделить четыре качественно различных расчетных случая (рис. 11.1).

1). Глубина промерзания $h_м$, отсчитываемая от поверхности грунта, меньше расстояния h от поверхности грунта до верхней образующей трубы, т. е. фронт промерзания расположен выше трубы. В этом случае силы пучения, действующие на трубу, направлены вниз. Распределение этих сил по поверхности трубы (выше оси) можно определить в соответствии с законом распределения напряжений по глубине талого грунта в соответствии с общими методами. При этом должна иметь место осадка трубы, т. е. перемещение ее вниз, что и подтверждается экспериментальными исследованиями. Однако

это перемещение незначительно и в практических расчетах можно принять, что для этого случая сила пучения, действующая на трубу и направленная вверх

$$q_{\text{п}}=0 \quad \text{при} \quad h_{\text{м}}\leqslant h. \tag{11.5}$$

2). Фронт промерзания расположен между верхней образующей и осью трубы, т. е. $h<h_{\text{м}}<h+D_{\text{н}}/2$ (рис. 11, *а*). В этом случае проявляется двойственный характер сил пучения. На уровне фронта промерзания до трубы нормальные силы пучения на трубу действуют вниз, а в пределах трубы по линии соприкосновения с трубой за счет смерзания грунта с трубой — действуют вверх. Пренебрегая силами, действующими вниз, будем считать, что силы пучения определяются смерзанием грунта с трубой, если удельные силы смерзания не превышают нормальные силы пучения. Можно принять, что удельное смерзание (на единицу длины окружности трубы) линейно зависит от температуры грунта

$$p_{\text{см}}=k_{\text{см}}t_{\text{гр}}+b, \tag{11.6}$$

где $k_{\text{см}}$ — коэффициент пропорциональности, равный изменению удельной силы смерзания при изменении температуры на 1 °С; $t_{\text{гр}}$ — абсолютная отрицательная температура в рассматриваемой точке; b — прочность грунта на разрыв при 0 °С.

Для практических расчетов величины $k_{\text{см}}$ и b можно принимать равными:

Грунт	Супесь	Суглинок	Глина
$k_{\text{см}}$, МПа/градусы	0,055	0,065	0,068
b, МПа	0,03	0,04	0,04

Вертикальная равнодействующая удельных сил смерзания, действующих по всей дуге окружности трубы, соприкасающейся с мерзлым грунтом, т. е. поперечная нагрузка

$$q_{\text{см}}=\int_0^{\beta_0} p_{\text{см}}D_{\text{н}}\cos\beta d\beta, \tag{11.7}$$

где β_0 — угол, отсчитываемый от вертикального диаметра до точки пересечения фронта промерзания с трубой (определяется в зависимости от относительного положения фронта промерзания),

$$\beta_0=\arccos\left(2\frac{h_0-h_{\text{м}}}{D_{\text{н}}}\right). \tag{11.8}$$

Подставив (11.6) в (11.7) с учетом (11.4) и выполнив интегрирование, находим поперечную нагрузку

$$q_{\text{см}}=\frac{1}{2}k_{\text{см}}D_{\text{н}}^2\frac{t_{\min}\sin(\pi\tau/T_{\text{з}})}{h_{\text{м}}}\left(\frac{\beta_0}{2}-\frac{1}{4}\sin 2\beta_0\right)+D_{\text{н}}b\cos\beta_0. \tag{11.9}$$

3). Фронт промерзания расположен между осью и нижней образующей трубы, т. е. $h+D_{\text{н}}/2<h_{\text{м}}<h+D_{\text{н}}$ (рис. 11.1, *б*).

В этом случае полные силы пучения определяются силами смерзания грунта по верхней полуокружности трубы и нормальными силами пучения.

Величина, обусловленная силами смерзания, для этого случая определяется по формуле (11.9) при $\beta_0 = \pi/2$

$$q_{см} = \frac{\pi}{8} k_{см} D_н^2 \frac{t_{min} \sin(\pi\tau/T_з)}{h_м} + D_н b. \qquad (11.10)$$

Для определения нормальных сил пучения используем гипотезу, что при промерзании грунта с поверхности силы пучения, действующие по плоскости промерзания, описываются выражением (11.2), которое представим в виде

$$p_н = k_п h_f + b_c, \qquad (11.11)$$

где

$$k_п = \gamma_{гр} \operatorname{tg}^2(45° + \varphi_{гр}/2); \qquad b_c = 2c_{гр} \operatorname{tg}(45° + \varphi_{гр}/2), \qquad (11.12)$$

$h_м$ — расстояние от поверхности грунта до фронта промерзания.

Отметим, что здесь $\gamma_{гр}$, $\varphi_{гр}$ и $c_{гр}$ — расчетные значения удельного веса, угла внутреннего трения и сцепления талого грунта, которые, в запас прочности, должны определяться при расчете на пучение, как их нормативные значения, умноженные на коэффициент надежности по грунту. Поперечная нагрузка, действующая на бесконечно малый элемент, имеющий координату ψ, будет равна

$$dq_н = p_н dx = 0{,}5 p_н D_н \sin\psi d\psi. \qquad (11.13)$$

Поперечная нагрузка, действующая на трубопровод, будет равна

$$q_н = 2\int_0^{\psi_0} dq_н = \int_0^{\psi_0} p_н D_н \sin\psi d\psi, \qquad (11.14)$$

где ψ_0 — угол, отсчитываемый от диаметра до точки пересечения фронта промерзания с трубой,

$$\psi_0 = \arcsin\left[(h_м - h_0)/2D_н\right]. \qquad (11.15)$$

Выполнив интегрирование, находим поперечную нагрузку, действующую на трубопровод, от нормальных сил пучения

$$q_н = D_н(1 - \cos\psi_0)(k_п h_м + b_c). \qquad (11.16)$$

Полная поперечная нагрузка при заданном фронте промерзания определяется суммой сил смерзания и нормальных сил пучения

$$q_{пол} = q_{см} + q_н. \qquad (11.17)$$

4). Фронт промерзания расположен ниже нижней образующей трубы (рис. 11.1, *в*), т. е. $h_м > h + D_н$. В этом случае полные силы пучения определяются силами смерзания трубопровода с грунтом

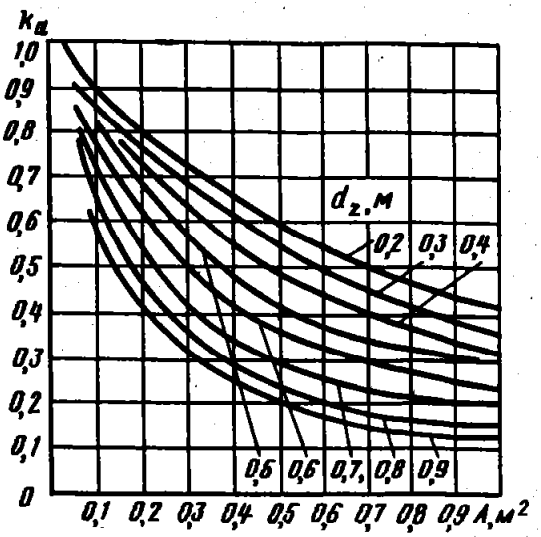


Рис. 11.2. Зависимость коэффициента условия работы от глубины промерзания и площади основания

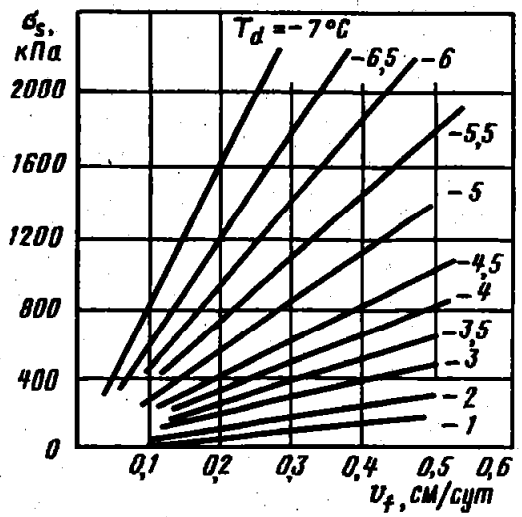


Рис. 11.3. Зависимость сопротивления смещению промерзающего грунта от расчетной температуры и скорости промерзания

по верхней полуокружности трубы и нормальными силами пучения, действующими на всю нижнюю полуокружность трубы,

$$q_{\text{пол}} = \frac{\pi}{8} k_{\text{см}} D_{\text{н}}^2 \frac{t_{\min} \sin(\pi\tau / T_1)}{h_{\text{м}}} + D_{\text{н}}(b + k_{\text{п}} h_{\text{м}} + b_{\text{с}}). \qquad (11.18)$$

На основании приведенных формул в зависимости от рассматриваемого времени τ, по которому находится глубина промерзания, определяется поперечная нагрузка на трубопровод при отсутствии его перемещения в зависимости от физико-механических характеристик талого грунта и механических параметров, характеризующих смерзание трубопровода с грунтом. Поперечную нагрузку от нормальных сил пучения при промерзании грунта с поверхности можно определять как для ленточных фундаментов. Здесь используется гипотеза, что давление пучения грунта прямо пропорционально глубине промерзания пучинистого грунта и увеличивается с понижением расчетной температуры и увеличением скорости промерзания:

$$p_{\text{п}} = 2k_{\text{а}} \frac{d_z}{a} \sigma_s, \qquad (11.19)$$

где d_z — глубина промерзания пучинистого грунта под трубой, которая изменяется по ширине; a — ширина трубы, которая при фронте промерзания ниже трубы равна диаметру трубы; $k_{\text{а}}$ — коэффициент условия работы грунта под фундаментом, определяемый по графику (рис. 11.2) в зависимости от значений d_z и $A = al$, где $l = 1$ м; σ_s — сопротивление смещению промерзающего грунта относительно

трубы, определяемое по рис. 11.3 в зависимости от расчетной температуры T_d и скорости пучения грунта под трубой v_f,

$$T_d = T_п(1 - d/d_f);$$

d — глубина заложения трубы; d_f — расчетная глубина сезонного промерзания;

$$T_п = \frac{2T_{min}t_d}{t_0}\left(1 - \frac{t_d}{2t_0}\right), \qquad (11.20)$$

$T_п$ — температура у поверхности планировки в период его промерзания под фундаментом; T_{min} — средняя температура наиболее холодного месяца периода промерзания, определяемая по СНиП 2.01.01—82; t_d — продолжительность периода промерзания грунта под фундаментом, $t_d = t_0(1 - d/d_f)^2$; t_0 — продолжительность периода с отрицательной температурой воздуха в месяцах, определяемая по СНиП 2.01.01—82, для участков, где слой сезонного промерзания протаивания грунтов сливается с вечномерзлым грунтом $t_0 = 3$.

Скорость перемещения пучинистого грунта под фундаментом

$$v_f = h_{fi}/(30t_d), \qquad (11.21)$$

h_{fi} — деформация пучения (подъема) грунта под фундаментом.

Морозное пучение (подъем) ненагруженного верхнего слоя грунта, как уже отмечалось, зависит от многих факторов. В. О. Орловым предложены расчетные зависимости для определения этой величины. Морозное пучение пропорционально глубине промерзания и отношению плотности сухого грунта к плотности воды и зависит от влажности в слое сезонного промерзания грунта, от содержания незамерзшей воды в мерзлом грунте при температуре, равной половине минимальной температуры грунта, при которой прекращается его пучение, от полной влагоемкости грунта, а также от температурного импульса движения влаги в промерзающем грунте.

Перемещение ненагруженного верхнего слоя грунта можно определить на основании инженерных изысканий и лабораторных исследований, выполненных с учетом прогноза изменения влажности и скорости промерзания, по относительному пучению (коэффициент пучения) каждого из слоев по глубине промерзания

$$h_f = \sum_{i=1}^{n} \bar{f}_i d'_{fi}, \qquad (11.22)$$

где $\bar{f}_i$ — коэффициент пучения i-го слоя грунта; d_{fi} — толщина i-го слоя; n — число слоев, на которое разбита вся глубина промерзания.

Морозное пучение (перемещение) на глубине заложения трубы h (до верхней образующей) можно определить исходя из линейного закона распределения перемещений по глубине

$$h_{fd} = h_f(1 - h/h_м). \qquad (11.23)$$

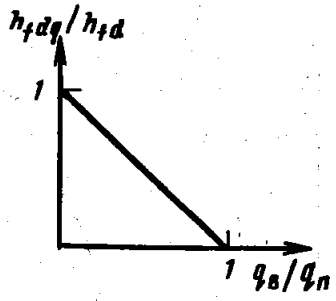


Рис. 11.4. Зависимость морозного пучения (перемещения) от соотношения внешней нагрузки и нагрузки от пучения

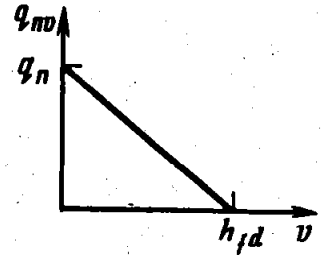


Рис. 11.5. Зависимость нагрузки, обусловленной силами пучения, от вертикальных перемещений трубы вверх

Формула (11.23) определяет свободное пучение, т. е. при отсутствии передачи на грунт внешнего давления.

При передаче на грунт внешней нагрузки перемещение уменьшается. Примем, что при внешнем давлении, равном давлению на промерзающий грунт от пучения, перемещение равно нулю. В соответствии с линейным законом изменения морозного пучения (рис. 11.4) находим

$$\begin{aligned} h_{fdq} &= h_{fd}(1-q_в/q_п) \quad \text{при} \quad q_в \leqslant q_п; \\ h_{fdq} &= 0 \qquad\qquad\quad \text{при} \quad q_в > q_п, \end{aligned} \tag{11.24}$$

где h_{fdq} — пучение (перемещения трубы вверх) при активной вертикальной поперечной нагрузке $q_в$ и нагрузке от сил пучения $q_п$.

Как указывалось ранее, под поперечной нагрузкой, действующей на трубопровод при пучении грунта $q_п$, понималась нагрузка при отсутствии перемещений трубы. При наличии перемещений трубы вверх нагрузка, обусловленная силами пучения, уменьшается, а при перемещении трубы, равном морозному пучению (перемещению) на уровне верхней образующей трубы, равна нулю.

В этом диапазоне зависимость нагрузки от перемещений нелинейная, однако в первом приближении можно принять эту зависимость линейной (рис. 11.5). Тогда нагрузки, обусловленную пучением, при наличии перемещения трубы v можно определить по формуле

$$\begin{aligned} q_{пv} &= q_п \qquad\qquad\quad \text{при} \quad v \leqslant 0; \\ q_{пv} &= q_п(1-v/h_{fd}) \quad \text{при} \quad 0 < v \leqslant h_{fd}; \\ q_{пv} &= 0 \qquad\qquad\quad \text{при} \quad v > h_{fd}. \end{aligned} \tag{11.25}$$

Здесь положительным значениям перемещения v соответствует перемещение трубы вверх, отрицательным — вниз.

Сопротивление перемещениям трубы

Перемещение трубопровода обусловлено рядом нагрузок и воздействий, в том числе нагрузкой от пучения, которое в свою очередь зависит от перемещения. Кроме того, перемещению подземного

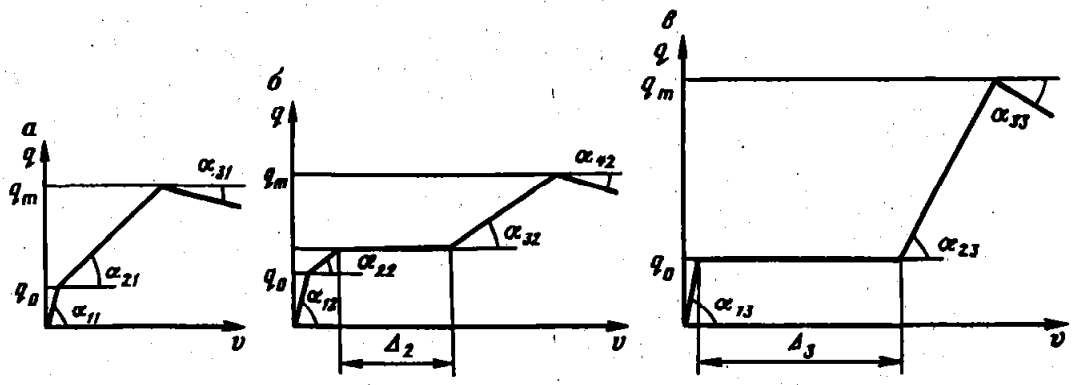


Рис. 11.6. Зависимость сил сопротивления от вертикальных перемещений трубы вверх

трубопровода препятствует сопротивление грунта, которое зависит от направления перемещения. Одновременно здесь учтем и поперечную нагрузку, обусловленную весом трубопровода, выталкивающей силой воды и дополнительной балластировкой грузами (при их наличии).

На рис. 11.6 изображены зависимости сил сопротивления от вертикальных перемещений трубы вверх для различных случаев положения трубы относительно фронта промерзания. Для всех расчетных случаев будем считать, что при отсутствии сил пучения, действующих на трубопровод, и его поперечных перемещений, интенсивность поперечной нагрузки от веса трубы (положительная плавучесть) равна нулю, так как она уравновешивается реакцией основания. При малом перемещении трубопровода вверх реализуется весовая нагрузка. По своей природе к этим силам можно отнести и силы, обусловленные слипанием трубы с талым грунтом по нижней полуокружности трубы. Будем условно считать, что эта нагрузка изменяется от нуля до конечной величины, равной интенсивности поперечной нагрузки от положительной плавучести трубы, а конечной величине соответствует малое, но конечное перемещение вверх, равное 1 см (условно). Тогда для всех расчетных случаев параметры первой ветви диаграммы определяются по формулам:

максимальная ордината — положительная плавучесть

$$q_0 = q_{тр} + q_{бал} - q_{выт}, \tag{11.26}$$

тангенс угла наклона первой ветви ($\operatorname{tg}\alpha_{11} = \operatorname{tg}\alpha_{12} = \operatorname{tg}\alpha_{13}$)

$$c_п = q_0 / a_0 D_н, \quad a_0 = 1 \text{ см}. \tag{11.27}$$

Здесь $q_{тр}$ — вес единицы длины трубы (с продуктом); $q_{бал}$ — интенсивность поперечной нагрузки от веса грузов; $q_{выт}$ — выталкивающая сила воды, зависящая от уровня обводнения.

Далее, с ростом перемещений трубы вверх, сопротивление перемещению оказывает грунт над трубой, который в зависимости от уровня промерзания состоит из слоев талого и мерзлого грунта. В связи с этим необходимо рассмотрение различных случаев в за-

висимости от соотношений глубины промерзания, глубины заложения трубы и уровня обводнения. При глубине промерзания выше оси трубопровода сопротивление вертикальному перемещению трубы вверх, оказывает талый и мерзлый грунты. Максимальную удерживающую способность талого грунта определяем призмой выпора, а мерзлого грунта — расчетным сопротивлением на сжатие. Принимая линейный закон их соотношений, можно записать, что максимальная интенсивность удерживающей способности грунта

$$q_m = q_0 + \frac{h_м}{h_0} R_{гр.м} D_н + q_{пр.гр}\left(1 - \frac{h_м}{h_0}\right) \quad \text{при} \quad h_м \leqslant h_0;$$

$$q_m = q_0 + R_{гр.м} D_н \quad \text{при} \quad h_м > h_0; \qquad (11.28)$$

где $R_{гр.м}$ — расчетное сопротивление мерзлого грунта при температуре, равной половине температуры грунта на поверхности; $q_{пр.гр}$ — предельная удерживающая способность талого грунта.

Для определения предельной удерживающей способности грунта и описания диаграммы зависимости сопротивление — перемещение трубы вверх рассмотрим ряд расчетных случаев.

Глубина промерзания $h_м$ меньше глубины заложения трубы до верхней образующей, т. е. $h_м < h$. Диаграмма «сопротивление — перемещение» для этого случая изображена на рис. 11.6, *а*.

В этом случае предельная удерживающая способность талого грунта в зависимости от уровня обводнения h_w, отсчитываемого от поверхности грунта, будет равна

при $h_w \leqslant h_м$

$$q_{пр.гр} = \gamma_{sb} D_н \left(h_0 - h_м - \frac{\pi D_н}{8}\right) + k\left[\gamma_{sb}(h_0 - h_м)^2 \operatorname{tg}(0{,}7\varphi_{гр}) + \frac{0{,}7 c_{гр}(h_0 - h_м)}{\cos(0{,}7\varphi_{гр})}\right];$$

при $h_м < h_w < h$

$$q_{пр.гр} = D_н\left[\gamma_{гр}(h_w - h_м) + \gamma_{sb}\left(h_0 - h_w - \frac{\pi D_н}{8}\right)\right] +$$

$$+ k\left\{\left[\gamma_{гр}(h_w - h_м)(2h_0 - h_w) + \gamma_{sb}(h_0 - h_w)^2\right] \operatorname{tg}(0{,}7\varphi_{гр}) + \frac{0{,}7 c_{гр}(h_0 - h_м)}{\cos(0{,}7\varphi_{гр})}\right\};$$

при $h < h_w \leqslant h_0$

$$q_{пр.гр} = \gamma_{гр}\left[(h_w - h_м) D_н - \frac{\pi D_н^2}{4} + F_w\right] + \gamma_{sb}\left[(h_0 - h_w) D_н + \frac{\pi D_н^2}{8} - F_w\right] +$$

$$+ k\left\{\left[\gamma_{гр}(h_w - h_м)(2h_0 - h_w - h_м) + \gamma_{sb}(h_0 - h_w)^2\right] \operatorname{tg}(0{,}7\varphi_{гр}) + \frac{0{,}7 c_{гр}(h_0 - h_м)}{\cos(0{,}7\varphi_{гр})}\right\};$$

при $h_0 < h_w$

$$q_{пр.гр} = \gamma_{гр} D_н \left(h_0 - h_м - \frac{\pi D_н}{8}\right) +$$

$$+ k\left[\gamma_{гр}(h_0 - h_м)^2 \operatorname{tg} 0{,}7\varphi_{гр} + \frac{0{,}7 c_{гр}(h_0 - h_м)}{\cos(0{,}7\varphi_{гр})}\right]. \qquad (11.29)$$

Здесь γ_{sb} — удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды $\gamma_{sb}=(\gamma_s-\gamma_w)/(1+e)$; γ_s — удельный вес частиц грунта; γ_w — удельный вес воды; e — коэффициент пористости; k — безразмерный параметр, отражающий характер призмы выпора в зависимости от диаметра трубы $D_н$ (в см), обычно принимается равным $D_н/100$; $\gamma_{гр}$ — удельный вес грунта; $\varphi_{гр}$ — угол внутреннего трения; $c_{гр}$ — удельное сцепление; F_w — площадь обводненной части трубы; $F_w=D_н^2(\alpha-\sin\alpha)/8$; α — угол, характеризующий уровень воды относительно оси трубы: $\alpha=2\pi-\arccos\left[2(h_0-h_w)/D_н\right]$ при $h<h_w\leqslant h_0$, $\alpha=2\arccos\left[2(h_w-h_0)/D_н\right]$ при $h_0<h_w\leqslant h+D_н$.

Тангенс наклона второй ветви ($\operatorname{tg}\alpha_{21}$, $\operatorname{tg}\alpha_{22}$, $\operatorname{tg}\alpha_{23}$), описывающий сопротивление грунта от q_0 до q_m, определяем также методом линейной интерполяции между коэффициентом нормального сопротивления талого и мерзлого грунтов

$$c_m=\frac{h_м}{h_0}c_м+\left(1-\frac{h_м}{h_0}\right)c_{зас};$$

$$c_м=\frac{0{,}144E_{гр.м}}{(1-\mu_{гр.м}^2)\sqrt{l_0D_н}};$$

$$c_{зас}=\frac{0{,}144E_{зас}\eta_w}{(1-\mu_{зас}^2)\sqrt{l_0D_н}}\left(1-\exp\left[\frac{-2(h_0-h_м)}{D_н}\right]\right) \qquad (11.30)$$

при $h_w\geqslant h_0$ $\eta_w=1$,

при $h_w<h_0$ $\eta_w=0{,}5(1+h_w/h_0)$, (11.31)

где $E_{гр.м}$, $\mu_{гр.м}$ — модуль деформации и коэффициент Пуассона мерзлого грунта, определяемые при температуре, равной половине температуры грунта на поверхности; $E_{зас}$, $\mu_{зас}$ — соответствующие характеристики для грунта засыпки.

С дальнейшим ростом перемещений (третья ветвь диаграммы) сопротивление грунта уменьшается, тангенс угла наклона ($\operatorname{tg}\alpha_{31}$, $\operatorname{tg}\alpha_{32}$, $\operatorname{tg}\alpha_{33}$) может быть определен из аналогичных предпосылок

$$c_р=\frac{q_m-q_0}{HD_н}(1-h_м/h_0) \quad \text{при} \quad h_м<h_0;$$

$$c_р=0 \quad \text{при} \quad h_м\geqslant h_0. \qquad (11.32)$$

При фронте промерзания, расположенном между верхней образующей и осью трубы, т. е. при $h<h_м\leqslant h_0$ зависимость сопротивления от перемещения может быть представлена в виде пяти ветвей (рис. 11.6, *б*). Первая ветвь, как и ранее, описывает сопротивление, обусловленное положительной плавучестью трубопровода q_0, вторая, третья и четвертая ветви отражают сопротивление талого и мерзлого грунтов. Здесь следует учитывать, что в данном расчетном случае имеет место морозное пучение (перемещение) слоя грунта, рас-

положенного по верхней образующей трубы. В связи с этим, сопротивление грунта в этом диапазоне перемещений трубы Δ_2 не изменяется.

Расчетные формулы для этого расчетного случая по определению максимальной удерживающей способности (11.28), тангенса наклона ветвей (11.27) и (11.32) остаются прежними, изменяются только формулы для определения предельной удерживающей способности талого грунта (11.29). Предельная удерживающая способность талого грунта над трубой определяется по формулам:

при $h_w < h_м$

$$q_{пр.гр} = \frac{1}{2}\gamma_{sb} D_н^2 \left[\cos\beta - \frac{1}{2}\left(\frac{\pi}{2} - \beta\right) - \frac{1}{4}\sin 2\beta\right] + \\ + \frac{k}{4}\left[\gamma_{sb} D_н^2 \cos^2\beta \operatorname{tg}\varphi_{гр} + \frac{0{,}7 c_{гр}(h_0 - h_м)}{\cos(0{,}7\varphi_{гр})}\right], \qquad (11.33)$$

где $\beta = \arccos\left[2(h_0 - h_м)/D_н\right]$; (11.34)

при $h_w \geqslant h_м$ величина $q_{пр.гр}$ вычисляется по формуле (11.33) с заменой удельного веса взвешенного грунта γ_{sb} на удельный вес грунта $\gamma_{гр}$;

при $h_м < h_w < h_0$

$$q_{пр.гр} = \frac{1}{h_0 - h_м}\left[q_{пр.гр(1)}(h_0 - h_w) + q_{пр.гр(2)}(h_w - h_м)\right], \qquad (11.35)$$

где $q_{пр.гр(1)}$ определяется по формуле (11.33), а $q_{пр.гр\ (2)}$ по формуле (11.33) с заменой γ_{sb} на $\gamma_{гр}$.

При фронте промерзания ниже оси трубы, т. е. $h_м > h_0$, зависимость сопротивления от перемещения может быть представлена (см. рис. 11,6, *в*) в виде четырех ветвей, ввиду отсутствия сопротивления перемещению талого грунта над трубой ($q_{пр.гр} = 0$), а все расчетные параметры, диаграммы определяются по ранее приведенным формулам.

При перемещении трубы вниз, которое может быть обусловлено воздействием температурного перепада и внутреннего давления при определенном очертании продольной оси трубопровода, расчетную модель грунта можно принять в виде упругопластического тела с упругой частью, тангенс угла наклона которой равен коэффициенту нормального сопротивления грунта. При $h_м \leqslant h_0$, т. е. ниже оси трубы находится только талый грунт, и в этом случае можно использовать расчетную модель для талого грунта; при $h_м \geqslant (h + D_н)$ можно считать, что ниже оси трубы находится только мерзлый грунт, расчетная модель которого может быть принята качественно аналогичной талому грунту, но количественно определяться механическими и деформационными характеристиками мерзлого грунта, при промежуточном положении фронта промерзания характеристики определяются

методом линейной интерполяции.

Предельное сопротивление грунта определяется по формулам:

при $h_м \leqslant h + D_н$

$$q_н = RD_н; \tag{11.36}$$

при $h + D_н < h_м < 2(h + D_н)$

$$q_н = \left[R_{гр}\left(2 - \frac{h_м}{h + D_н}\right) + R_{гр.м}\left(\frac{h_м}{h + D_н} - 1\right)\right] D_н; \tag{11.37}$$

при $h_м > 2(h + D_н)$

$$q_н = R_{гр.м} D_н. \tag{11.38}$$

Тангенс угла наклона упругой ветви, т. е. коэффициент нормального сопротивления грунта, определяется по формулам:

при $h_м \leqslant h + D_н$

$$c_н = c_{осн}; \tag{11.39}$$

при $h + D_н < h_м < 2(h + D_н)$

$$c_н = c_{осн}\left(2 - \frac{h_м}{h + D_н}\right) + c_м\left(\frac{h_м}{h + D_н} - 2\right); \tag{11.40}$$

при $h_м \geqslant 2(h + D_н)$

$$c_н = c_м, \tag{11.41}$$

где

$$c_{осн} = \frac{0{,}144 E_{гр}}{(1 - \mu_{гр}^2)\sqrt{l_0 D_н}}. \tag{11.42}$$

Здесь $R_{гр}$, $E_{гр}$, $R_{гр.м}$, $E_{гр.м}$ — соответствующие характеристики грунта в талом и мерзлом состояниях.

Сопротивление грунта продольным перемещениям трубы определяется сдвигом грунта по грунту, который зависит от нормального давления и угла внутреннего трения грунта, а при промерзании грунта — и удельными силами смерзания.

Удельная сила смерзания $\tau_{см.дл}$ может быть определена как некоторая часть расчетного сопротивления мерзлых грунтов сдвигу по поверхностям смерзания $R_{см}$ при соответствующей температуре грунта

$$\tau_{см.дл} = 0{,}07 R_{см}. \tag{11.43}$$

Температура грунта, при которой определяется величина $R_{см}$ зависит от глубины промерзания и в первом приближении может определяться в зависимости от минимальной температуры грунта на поверхности t_{min} и соотношения глубины промерзания грунта с поверхности $h_м$ и глубины заложения трубы h по формулам

$$\text{при } h_м \leqslant h + D_н \quad t_{гр} = \frac{t_{min}}{2}\frac{h_м - h}{h_м}; \tag{11.44}$$

при $h_м > h + D_н$ $\quad t_{гр} = \frac{t_{min}}{2} \frac{2(h_м - h) - D_н}{h_м}$. (11.45)

Зависимость сопротивления грунта продольным перемещениям трубы $t_{пр}$ может быть принята в виде упругопластической диаграммы. Интенсивность предельного сопротивления грунта в зависимости от глубины промерзания $h_м$ и уровня обводнения h_w определяется по формулам:

а) при глубине промерзания выше верхней образующей трубы, т. е. $h_м \leqslant h$

при $h_w \leqslant h_м$

$$t_{пр} = q_0 \operatorname{tg} \varphi_{гр} + 2\pi D_н^2 c_h \left(\gamma_{гр} \frac{h_м}{h_0} + \gamma_{sb} \frac{h_0 - h_м}{h_0} \right) \operatorname{tg} \varphi_{гр} + 0{,}6\pi D_н c_{гр}; \quad (11.46)$$

при $h_м < h_w \leqslant h_0$

$$t_{пр} = q_0 \operatorname{tg} \varphi_{гр} + 2\pi D_н^2 c_h \left(\gamma_{гр} \frac{h_w}{h_0} + \gamma_{sb} \frac{h_0 - h_w}{h_0} \right) \operatorname{tg} \varphi_{гр} + 0{,}6\pi D_н c_{гр}; \quad (11.47)$$

при $h_w > h_0$

$$t_{пр} = q_0 \operatorname{tg} \varphi_{гр} + 2\pi D_н^2 c_h \gamma_{гр} \operatorname{tg} \varphi_{гр} + 0{,}6\pi D_н c_{гр}; \quad (11.48)$$

б) при фронте промерзания, расположенном между верхней образующей и осью трубы, т. е. $h < h_м \leqslant h_0$

при $h_w \leqslant h_м$

$$t_{пр} = q_0 \operatorname{tg} \varphi_{гр} + 2c_h D_н^2 \left(\gamma_{гр} \frac{h_м}{h_0} + \gamma_{sb} \frac{h_0 - h_м}{h_0} \right) \times$$

$$\times (\pi - \beta) \operatorname{tg} \varphi_{гр} + D_н \beta \tau_{см.дл} + 0{,}6(\pi - \beta) D_н c_{гр}; \quad (11.49)$$

при $h_м \leqslant h_w \leqslant h_0$

$$t_{пр} = q_0 \operatorname{tg} \varphi_{гр} + 2c_h D_н^2 \left(\gamma_{гр} \frac{h_w}{h_0} + \gamma_{sb} \frac{h_0 - h_w}{h_0} \right) \times$$

$$\times (\pi - \beta) \operatorname{tg} \varphi_{гр} + D_н \beta \tau_{см.дл} + 0{,}6(\pi - \beta) D_н c_{гр}; \quad (11.50)$$

при $h_w > h_0$

$$t_{пр} = q_0 \operatorname{tg} \varphi_{гр} + 2c_h D_н^2 \gamma_{гр} (\pi - \beta) \operatorname{tg} \varphi_{гр} +$$

$$+ D_н \beta \tau_{см.дл} + 0{,}6(\pi - \beta) D_н c_{гр}; \quad (11.51)$$

в) при фронте промерзания, расположенном между осью и нижней образующей трубы, т. е. $h_0 < h_м < h + D_н$

$$t_{пр} = q_0 \operatorname{tg} \varphi_{гр} + 2\gamma_{гр} c_h D_н^2 \left(\frac{\pi}{2} - \psi \right) \operatorname{tg} \varphi_{гр} +$$

$$+ D_н \left(\frac{\pi}{2} + \psi \right) \tau_{см.дл} + 0{,}6 \left(\frac{\pi}{2} - \psi \right) D_н c_{гр}; \quad (11.52)$$

г) при глубине промерзания ниже нижней образующей трубы, т. е. $h_м > h + D_н$

$$\tau_{пр} = \pi D_н \tau_{см.дл}. \qquad (11.53)$$

Здесь c_h — безразмерный параметр, характеризующий образование свода предельного равновесия при продольных перемещениях и вычисляемый:

для песчаных грунтов

$$c_h = 0{,}416 h / D_н - 0{,}056 (h / D_н)^2 + 0{,}095; \qquad (11.54)$$

для глинистых грунтов

$$c_h = 0{,}376 h / D_н - 0{,}046 (h / D_н)^2 + 0{,}06; \qquad (11.55)$$

β и ψ — углы, определяющие зону смерзания трубы с грунтом,

$$\beta = \arccos [2(h_0 - h_м)/D_н]; \quad \psi = \arcsin [2(h_м - h_0)/D_н]. \qquad (11.56)$$

Тангенс угла наклона упругой ветви определяется обобщенным коэффициентом касательного сопротивления грунта $c_{хо}$, значение которого для талого грунта приведено в гл. 4. Для мерзлого грунта значение коэффициента касательного сопротивления грунта увеличивается в соотношении модулей деформаций грунта

$$c_{хом} = c_{хо} E_{гр.м} / E_{гр}. \qquad (11.57)$$

Тогда в зависимости от глубины промерзания коэффициент нормального сопротивления грунта c_x (тангенс угла наклона упругой ветви) можно определять по формулам:

при $h_м \leqslant h$

$$c_x = c_{хо}; \qquad (11.58)$$

при $h < h_м < h + D_н$

$$c_x = c_{хо} - \left(1 - \frac{h_м}{h + D_н}\right) + c_{хо.м} \frac{h_м}{h + D_н}; \qquad (11.59)$$

при $h_м > h + D_н$

$$c_x = c_{хо.м} \qquad (11.60)$$

Таким образом, сопротивление грунта зависит от характеристик грунта, глубины заложения трубы, глубины промерзания, уровня обводнения и является нелинейной функцией перемещения.

ГЛАВА 12

РАСЧЕТ НАДЗЕМНЫХ ПЕРЕХОДОВ ТРУБОПРОВОДОВ

Расчет компенсаторов на воздействие температуры и внутреннего давления

При заданном (принятом) расстоянии между компенсаторами расчет компенсаторов сводится к выбору их геометрических параметров из условия восприятия перемещений прямолинейной части трубопровода, обусловленных воздействием температуры и внутреннего давления. Если компенсатор расположен в месте выхода подземного трубопровода на поверхность, то перемещение, на которое должен рассчитываться компенсатор, складывается из перемещений соответствующего открытого участка и перемещения трубопровода в месте выхода его из грунта. При заданных (принятых) геометрических параметрах компенсатора расчет сводится к определению предельных перемещений, воспринимаемых этим компенсатором. Определяющей величиной при этом является предельно допустимый уровень продольных напряжений.

Для определения продольных напряжений в компенсаторе от продольных перемещений вычислим его податливость, т. е. перемещение δ_{11} его конца от единичного усилия H. Для общности решения рассмотрим трапецеидальный компенсатор (рис. 12.1, *а*). Все принятые

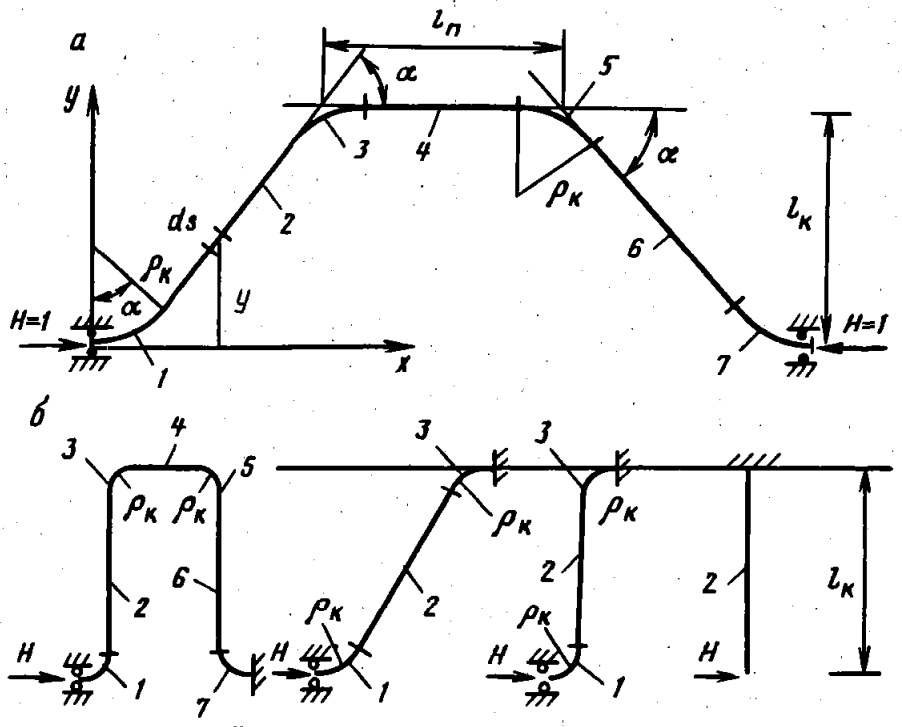


Рис. 12.1. Схемы компенсаторов

геометрические параметры компенсатора (α — угол поворота, $\rho_к$ — радиус оси изгиба отвода, $l_к$ — вылет компенсатора, $l_п$ — длина полки) представлены на рисунке. Компенсатор представляет собой систему, состоящую из круговых отводов и прямолинейных участков. Податливость его определяется так же, как для стержневой системы:

$$\delta_{11}=\sum_{i=1}^{n}\delta_{11i}=\sum_{i=1}^{n}\frac{\bar{M}_{1i}^2}{EI_i}ds=\sum_{i=1}^{n}\int_0^{s_i}\frac{y_i^2 ds_i}{EI}, \qquad (12.1)$$

где n — число участков, которое для схемы, изображенной на рис. 12.1, равно 7; $\bar{M}_{1i}$ — изгибающий момент от единичного усилия, EJ_i — изгибная жесткость каждого участка.

Выполнив интегрирование в соответствии с формулой (12.1), получим податливость для трапецеидального компенсатора

$$\delta_{11}=\frac{1}{EI}\left\{\frac{2}{k_ж}\left[\rho_к^3\left(3\alpha+4\cos\alpha-\frac{1}{2}\sin 2\alpha-4\right)+\right.\right.$$

$$+l_к^2\rho_к\alpha-2\rho_к^2 l_к(\alpha+\cos\alpha-1)\Big]+\frac{2}{3\sin\alpha}\left[l_к^3-2\rho_к^3(1-\cos\alpha)^3+\right.$$

$$\left.\left.+3l_к\rho_к^2(1-\cos\alpha)^2-3l_к^2\rho_к(1-\cos\alpha)\right]+l_п l_к^2-2\rho_к l_к^2(1-\cos\alpha)\right\}, \qquad (12.2)$$

где $k_ж$ — коэффициент уменьшения жесткости отвода.

Податливость П-образного компенсатора (рис. 12.1, *б*) можно получить из (12.2), приняв угол поворота $\alpha=\pi/2$ и выполнив преобразования:

$$\delta_{11}=\frac{1}{EI}\left[\frac{1}{k_ж}(1{,}42\rho_к^3+3{,}14\rho_к l_к^2-2{,}28\rho_к^2 l_к)+\right.$$

$$\left.+0{,}67l_к^3-1{,}34\rho_к^3+2l_к\rho_к^2+l_п l_к^2-4\rho_к l_к^2\right]. \qquad (12.3)$$

Аналогичным образом определим податливость Z-образного компенсатора, состоящего только из элементов *1*, *2*, *3* (рис. 12.1, *в*).

$$\delta_{11}=\frac{1}{EI}\left\{\frac{1}{k_ж}\left[\rho_к^3\left(3\alpha+4\cos\alpha-\frac{1}{2}\sin 2\alpha-4\right)+\right.\right.$$

$$+l_к^2\rho_к\alpha-2\rho_к^2 l_к(\alpha+\cos\alpha-1)\Big]+\frac{1}{3\sin\alpha}\left[l_к^3-2\rho_к^3(1-\cos\alpha)^3+\right.$$

$$\left.\left.+3l_к\rho_к^2(1-\cos\alpha)^2-3l_к^2\rho_к(1-\cos\alpha)\right]\right\}. \qquad (12.4)$$

Для Z-образного компенсатора, наклоненного под углом 90° к переходу, т. е. при $\alpha=\pi/2$ (рис. 12.1, *г*), податливость, как следует из (12.4),

$$\delta_{11}=\frac{1}{2EI}\left[\frac{1}{k_{ж}}(1{,}42\rho_к^3+3{,}14\rho_к l_к^2-2{,}28\rho_к^2 l_к)+\right.$$

$$\left.+0{,}67 l_к^3-1{,}34\rho_к^3+2l_к\rho_к^2-2l_к^2\rho_к\right]. \qquad (12.5)$$

Податливость Г-образного компенсатора, состоящего только из элемента 2 (рис. 12.1, *д*), определяется по формуле

$$\delta_{11}=\frac{l_к^3}{3EI\sin\alpha}. \qquad (12.6)$$

При $\alpha=\pi/2$

$$\delta_{11}=l_к^3/(3EI). \qquad (12.7)$$

Отметим, что все формулы для частных случаев, полученные из общего решения, совпадают с формулами, приведенными в СНиП 2.05.06—85.

Обозначим продольное перемещение в месте примыкания трубопровода к компенсатору, т. е. по направлению единичного усилия, через $\Delta_к$. Тогда распор компенсатора

$$H_к=\Delta_к/\delta_{11}. \qquad (12.8)$$

Зная распор компенсатора при тех же допущениях, что и ранее, определяют максимальный изгибающий момент в сечении, наиболее удаленном от действия силы:

$$M_к=H_к y=\frac{\Delta_к l_к}{\delta_{11}}. \qquad (12.9)$$

Максимальные продольные напряжения, возникающие в отводе компенсатора, определяют с учетом коэффициента концентрации напряжений $m_к$ по формуле

$$\sigma_к=\frac{\Delta_к l_к}{W\delta_{11}}m_к. \qquad (12.10)$$

При определении продольных перемещений следует учитывать внутреннее давление только при положительном температурном перепаде. В соответствии с предельными состояниями, которые установлены нормами, предельная величина $\sigma_к$ определяется условием

$$\sigma_к\leqslant R_2-(0{,}5\sigma_{кц}+\sigma_M), \qquad (12.11)$$

где R_2 — расчетное сопротивление, определяемое согласно СНиП 2.05.06—85; $\sigma_{кц}$ — кольцевые напряжения от расчетного внутреннего давления; σ_M — дополнительные продольные напряжения в компенсаторе от изгиба под действием поперечных нагрузок.

Следует учесть, что при определении $\sigma_к$ по формуле (12.11) для компенсаторов, установленных на участках трубопроводов,

работающих при мало изменяющемся температурном режиме (на линейной части газопроводов, нефтепроводов и нефтепродуктопроводов), допускается согласно нормам принимать вместо расчетного сопротивления R_2 нормативное сопротивление $R_{2н}$.

Расчет компенсаторов проводится в следующей последовательности. По (12.11) определяют предельную величину $\sigma_к$. Далее возможны два подхода. Для принятой конструкции и известных геометрических параметров компенсатора определяют его податливость δ_{11}, затем из (12.10) определяют его компенсирующую способность $\Delta_к$. Эта величина, как следует из (12.10) и (12.11), определяется исходя из предельного состояния, установленного нормами. По компенсирующей способности определяют расстояние между компенсаторами. Второй подход основан на выборе параметров компенсатора необходимой компенсирующей способности.

Для трубопроводов больших диаметров продольные перемещения в месте выхода подземного трубопровода на поверхность значительны. Эти перемещения рационально уменьшать, устраивая подземные компенсаторы-упоры.

Коэффициент уменьшения жесткости $k_ж$ и коэффициент концентраций напряжений $m_к$ следует определять с учетом влияния сопряжения отводов с прямолинейными участками трубопроводов и внутреннего давления. С этой целью ВНИИСТом и Южниигипрогазом разработана программа расчета «ОТВОД» для ЭВМ ЕС. Алгоритм программы использует математическую модель, основанную на применении гипотез полубезмоментной теории В. З. Власова. При рассмотрении условий сопряжения учитывается краевой эффект в этих зонах. Решение задачи для основного напряженного состояния основывается на теории изгиба криволинейных труб с подкрепленными краями В. П. Ильина.

Записанная для элемента срединной поверхности криволинейной трубы система уравнений равновесия сводится (при разложении перемещений в тригонометрические ряды) к бесконечной системе дифференциальных уравнений четвертого порядка относительно неизвестных параметров перемещений. При удержании в разложениях для перемещений первых трех членов решение системы представляется в виде комбинации произведений неизвестных произвольных постоянных и функций Крылова. Множители аргументов функций Крылова определяются из решения кубического характеристического уравнения.

Неизвестные произвольные постоянные определяются из условий сопряжения торцов криво- и прямолинейных труб. Четыре кинематических и четыре силовых условия позволяют получить систему восьми линейных алгебраических уравнений.

Входная информация для расчета по программе «ОТВОД»: $D_н$ — наружный диаметр трубопровода, мм; δ_1 — толщина стенки криволинейного участка, мм; δ_2 — толщина стенки примыкающих участков трубы, мм; ρ — радиус кривизны криволинейного участка трубы, м; φ_1 — угол поворота трубопровода, градусы; μ_0 — коэф-

фициент поперечной деформации в упругой зоне; E_0 — модуль упругости, МПа; p — рабочее (нормативное) давление, МПа.

Выходная информация: $k_ж$ — коэффициент понижения жесткости; $m_к$ — коэффициент интенсификации продольных напряжений.

Необходимо отметить, что учет указанных факторов при расчете с использованием программы «ОТВОД» позволяет более точно оценить напряженное состояние важнейшего элемента компенсатора-отвода.

Определение расстояний между опорами для балочных переходов с компенсаторами

Рассматриваются надземные переходы со специальными компенсаторами — Г-, Z-, П- и трапецеидальной конфигурации. Расчет таких систем можно разделить на два этапа. При малом числе пролетов вначале определяют допускаемые расстояния между опорами, а затем параметры компенсаторов. При большом числе пролетов, когда устраивают несколько компенсаторов, вначале при принятых параметрах компенсатора определяют необходимое расстояние между ними, а затем расстояние между опорами. При определении изгибающих моментов для балочных систем надземных трубопроводов от действия поперечной нагрузки в качестве расчетной модели трубопровода принимают балку трубчатого сечения. Граничные условия на опорах зависят от способа монтажа перехода.

В практике строительства трубопроводов применяют два способа монтажа многопролетных балочных переходов. Первый способ, называемый «неразрезным», заключается в том, что длинную плеть, равную общей длине перехода, используя трубоукладчики, укладывают на промежуточные опоры. Расчетная схема такого перехода представляет многопролетную балку. При «неразрезном» способе монтажа многопролетного перехода трубопровода максимальный изгибающий момент от поперечной нагрузки возникает на промежуточных опорах и определяется общими правилами строительной механики. При равной длине средних пролетов максимальный изгибающий момент

$$M_0 = ql^2/12 = 0{,}0833ql^2, \qquad (12.12)$$

где q — сумма интенсивностей всех поперечных нагрузок, включая и собственный вес трубопровода (при расчете трубопровода на вертикальные нагрузки); l — расстояние между опорами.

Второй способ монтажа, называемый «разрезным», заключается в том, что трубопровод укладывают на опоры отдельными секциями, равными длине одного пролета, а затем секции сваривают между собой. Расчетная схема такого перехода при действии веса представляет собой однопролетную балку с шарнирными опорами (концами); опорный и пролетный (посередине пролета) моменты:

$$M_0 = 0; \quad M_{e/2} = q_{тр}l^2/8, \qquad (12.13)$$

где $q_{тр}$ — вес единицы длины трубы.

На нагрузки, возникающие в процесссе эксплуатации, трубопровод рассчитывают как многопролетную балку, т. е. опорный и пролетный моменты определяют по формулам

$$M_0=(q-q_{тр})l^2/12; \qquad M_{l/2}=(q-q_{тр})l^2/24. \tag{12.14}$$

В зависимости от соотношения веса трубы и продукта расчетным моментом может являться либо пролетный, либо опорный. Поэтому необходимо вычислить суммарный изгибающий момент на опоре и в пролете от всех поперечных нагрузок ($q_{тр}$ и $q-q_{тр}$) и в качестве расчетного принять больший. Длины крайних пролетов многопролетной системы желательно принимать равными 80% от промежуточных, что обеспечивает примерное равенство опорных и пролетных моментов.

При проектировании и строительстве переходов применяют одно- и многопролетные (до четырех пролетов) консольные схемы с наклонными компенсаторами по концам. Важным является выбор рациональных длин консолей.

При проектировании однопролетных двухконсольных балочных переходов длину консолей из условия минимума изгибных напряжений следует принимать равной 35% от длины пролета ($l_к=0{,}35l$), в этом случае расчетный изгибающий момент

$$M=ql^2/16=0{,}0625ql^2. \tag{12.15}$$

Как следует из сравнения формул (12.12) и (12.15), при одной и той же длине пролета за счет разгружающего действия консолей изгибные напряжения однопролетного перехода с двумя консолями меньше напряжений в многопролетной системе на 33%, т. е. применение этой системы позволяет увеличить пролет на 15%.

Многопролетную систему с консолями рассчитывают так же, как и обычную многопролетную систему, длину же консоли принимают равной 40% от длины пролета.

Воздействие температурного перепада и внутреннего давления вызывает продольные напряжения. При расчете обычно учитывают только продольные осевые напряжения, пренебрегают влиянием изгибных напряжений от этих воздействий, так как система самокомпенсирующая.

Продольные осевые напряжения в стенках трубы перехода с компенсаторами

$$\sigma_{пр.N}=(pF_{св}-H_к)/F, \tag{12.16}$$

где p — расчетное внутреннее давление; $F_{св}$ — площадь трубы в свету; $H_к$ — реакция отпора компенсатора; F — площадь сечения стенок трубы.

Пренебрегая отпором компенсатора и выполняя соответствующие преобразования, получаем

$$\sigma_{пр.N}=0{,}5\sigma_{кц}, \tag{12.17}$$

где $\sigma_{кц}$ — кольцевые напряжения в трубе от внутреннего давления.

Для определения пролета балочных переходов используются предельные состояния, установленные нормами. Для многопролетных систем прокладки с компенсаторами при отсутствии или устранении резонансных колебаний перехода в ветровом потоке предельное состояние из условия образования пластического шарнира имеет вид

$$|M| = 1{,}27 R_2 W \sin \frac{0{,}5\sigma_{кц} + R_2}{2R_2} \pi, \qquad (12.18)$$

где $|M|$ — абсолютный максимальный изгибающий момент; W — момент сопротивления сечения стенки трубы; $\sigma_{кц}$ — кольцевые напряжения в трубе от внутреннего давления; R_2 — расчетное сопротивление, определяемое согласно нормам.

Так как изгибающий момент зависит от длины пролета, то из условия (12.18) можно определить максимальное расстояние между опорами. В частности, для многопролетных систем при «неразрезном» способе монтажа максимальное расстояние между промежуточными опорами

$$l = \sqrt{\frac{1{,}27 R_2 W \sin \dfrac{0{,}5\sigma_{кц} + R_2}{2R_2} \pi}{0{,}0833 q}}. \qquad (12.19)$$

Для однопролетных переходов с компенсаторами предельное состояние, установленное нормами, можно записать в виде

$$|M| = (R_2 - 0{,}5\sigma_{кц}) W. \qquad (12.20)$$

Тогда максимальное расстояние между опорами перехода с консолями

$$l = \sqrt{\frac{(R_2 - 0{,}5\sigma_{кц}) W}{0{,}0625 q}}. \qquad (12.21)$$

Если толщина стенки труб перехода подобрана по внутреннему давлению так, что удовлетворяется условие $\sigma_{кц} = R_2$, то формулы (12.18) и (12.20) преобразуются соответственно к виду:

$$|M| \leqslant 0{,}9 R_2 W; \quad |M| \leqslant 0{,}5 R_2 W.$$

Таким образом, использование в качестве предельного состояния условия образования пластического шарнира позволяет увеличить пролет на 30%.

Приведенные расчетные формулы определяют напряженное состояние трубопровода только от вертикальных поперечных нагрузок и внутреннего давления. При действии ветровой нагрузки в горизонтальной плоскости изгибающие моменты вычисляют по формулам (12.20)—(12.15), принимая в качестве поперечной нагрузки ветровую. Геометрическая равнодействующая изгибающих моментов

$$M = \sqrt{M_{вер}^2 + M_{гор}^2}. \qquad (12.22)$$

При расчете надземных трубопроводов следует учитывать вес транспортируемых продуктов. Нормативный вес газа (в Н/м) в 1 м трубопровода можно определять по приближенной формуле

$$q_{\text{газ}} = 100\, p D_{\text{вн}}^2, \qquad (12.23)$$

где p — нормативное давление, МПа; $D_{\text{вн}}$ — внутренний диаметр трубы, м.

Нормативный вес нефти или нефтепродукта в 1 м трубопровода

$$q_{\text{прод}} = \gamma_{\text{н}} \pi D_{\text{вн}}^2 / 4, \qquad (12.24)$$

где $\gamma_{\text{н}}$ — удельный вес нефти или нефтепродукта.

В случае, когда возможно обледенение трубопровода, нормативная нагрузка от обледенения (в Н/м) 1 м трубы

$$q_{\text{лед}} = 17 b D_{\text{н}}, \qquad (12.25)$$

где b — толщина слоя льда, принимая в соответствии с главой СНиП 2.01.07—85 «Нагрузки и воздействия», мм; $D_{\text{н}}$ — наружный диаметр трубы, м.

Нормативная снеговая нагрузка на горизонтальную проекцию надземного трубопровода и примыкающего эксплуатационного мостика также определяется в соответствии с требованиями той же главы СНиП. При этом для одиночно прокладываемого трубопровода коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на трубопровод принимается равным 0,4.

Нормативная ветровая нагрузка, действующая перпендикулярно к осевой вертикальной плоскости одиночно прокладываемого трубопровода

$$q_{\text{вет.н}} = (q_{\text{н.с}} + q_{\text{н.д}}) D_{\text{н}}, \qquad (12.26)$$

где $q_{\text{н.с}}$, $q_{\text{н.д}}$ — соответственно нормативные значения статической и динамической составляющих ветровой нагрузки.

Статическая составляющая ветровой нагрузки

$$q_{\text{н.с}} = q_0 c_x, \qquad (12.27)$$

где q_0 — скоростной напор ветра; c_x — аэродинамический коэффициент лобового сопротивления надземного трубопровода.

Скоростной напор ветра q_0 определяется в зависимости от района расположения надземного трубопровода. Районирование территории СССР по скоростным напорам приведено в главе СНиП 2.01.07—85 «Нагрузки и воздействия». Значения скоростного напора q_0 для различных районов СССР следующие:

Районы СССР	I	II	III	IV	V	VI	VII
q_0, Н/м^2	270	350	450	550	700	850	1000

Для трубопроводов, расположенных на высоте до 5 м над поверхностью земли, разрешается снижать скоростной напор на 25%, за исключением трубопроводов, сооружаемых в горной местности.

По известным скоростям ветра v скоростной напор можно вычислить по формуле

$$q_0 = \alpha v^2 / 1{,}6, \qquad (12.28)$$

где $\alpha = (0{,}75 + 5/v)$ — поправочный коэффициент к скорости ветра, полученный путем обработки наблюдений по флюгеру; v — скорость ветра на высоте 10 м над поверхностью земли, наибольшая за 5 лет, м/с.

Коэффициент лобового сопротивления c_x определяют в зависимости от числа Рейнольдса Re по графику рис. 12.2. Число Рейнольдса вычисляется по формуле

$$\mathrm{Re} = v D_н / \nu, \qquad (12.29)$$

где v — учитываемая в расчете скорость ветра; ν — кинематическая вязкость воздуха (при $t = 15$ °С и атмосферном давлении 1000 ГПа $\nu = 0{,}146 \cdot 10^{-4}$ м^2/с).

При числе Рейнольдса $\mathrm{Re} > 35 \cdot 10^5$ обычно принимается $c_x = 0{,}7$.

Динамическую составляющую ветровой нагрузки на трубопровод можно приближенно определять как для сооружения постоянной жесткости и с равномерно распределенной массой. Динамическая составляющая

$$q_{н.д} = 0{,}35 q_{н.с} \xi, \qquad (12.30)$$

где 0,35 — коэффициент пульсации скоростного напора; ξ — коэффициент динамичности, зависящий от периода, соответствующего второй форме свободных горизонтальных колебаний, и логарифмического декремента колебаний надземного трубопровода.

Значения коэффициента динамичности можно определять по графику рис. 12.3, где по оси абсцисс отложен период собственных

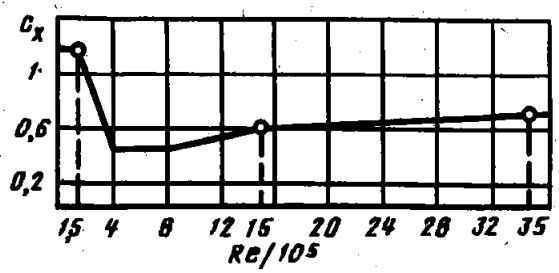


Рис. 12.2. График для определения коэффициента лобового сопротивления

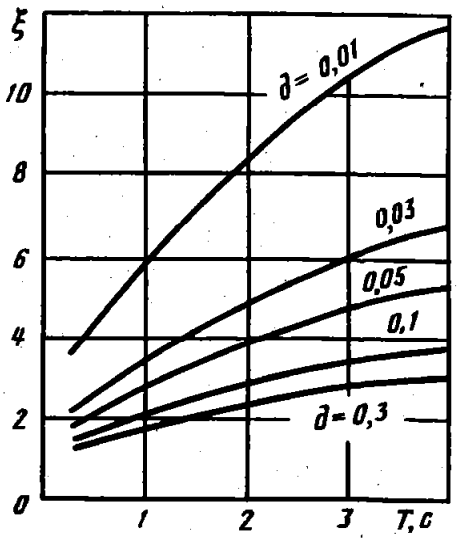


Рис. 12.3. График для определения коэффициента динамичности

горизонтальных колебаний. Если период колебаний $T < 0{,}25$ с, то динамическую составляющую ветровой нагрузки не учитывают, т. е. принимают $q_{н.д}=0$. Логарифмический декремент колебаний трубопровода зависит от конструктивной схемы надземного перехода и определяется по записям виброграмм свободных затухающих колебаний.

$$\partial = \frac{1}{n} \ln(A_i / A_{i+n}), \tag{12.31}$$

где n — число циклов на участке виброграммы; A_i и A_{i+n} — амплитуды колебаний в начале и конце рассматриваемого участка виброграммы.

Для предварительных расчетов логарифмический декремент рекомендуется принимать для горизонтальных колебаний 0,05, для вертикальных колебаний (если нет устройства для гашения колебаний) — 0,03—0,05.

Для определения периода собственных колебаний надземных переходов трубопроводов T находят частоту изгибных колебаний ν ($T=1/\nu$).

Собственная частота изгибных колебаний

$$\nu = \frac{\alpha_n^2}{2\pi l^2} \sqrt{\frac{EIg}{q}(1-m^2)} = \frac{k_c}{l^2} \sqrt{\frac{EIg}{q}(1-m^2)}, \tag{12.32}$$

где l — расстояние между опорами, EI — изгибная жесткость трубопровода; g — ускорение свободного падения; q — расчетная вертикальная нагрузка на трубопровод; $m^2 = S/N_{кр}$ — безразмерный параметр эквивалентного продольного усилия (здесь S — эквивалентное продольное усилие; $N_{кр}$ — критическое продольное усилие); для переходов с компенсацией продольных перемещений $m^2=0$, для бескомпенсаторных переходов определяется в соответствии с методикой, изложенной в гл. 12. Коэффициент k_c зависит от числа пролетов, условий закрепления концов трубопровода и формы собственных колебаний. Для балки с защемленными концами значения k_c приведены в табл. 12.1. Здесь индекс 1 соответствует первой (одна полуволна в пролете), а индекс 2 — второй зонам сгущения частот, индексы (н) и (в) — нижней и верхней границам зон сгущения частот. При определении k_c по табл. 12.1 для многопролетных надземных переходов без крайних опор условно принимается число пролетов на два больше. Например, для трехпролетного надземного перехода с компенсатором на одном конце условно принимается число пролетов равным пяти, по табл. 12.1 находим значение $k_{c\,1н}=1{,}74$. Учесть действительные граничные условия для реальных схем надземных переходов трубопроводов представляется достаточно сложным.

Для однопролетного надземного перехода без компенсаторов с примыкающими подземными участками влияние упругого защемления опор можно учесть с помощью коэффициента λ, на который умножается параметр k_c для балки с защемленными концами,

Таблица 12.1

Значения коэффициента k_c

Число пролетов	$k_{c1н}$	$k_{c1в}$	$k_{c2н}$	$k_{c2в}$
1	3,56	—	9,82	—
2	2,46	3,56	7,96	9,82
3	2,01	3,56	7,16	9,82
4	1,83	3,56	6,82	9,82
5	1,74	3,56	6,64	9,82
6	1,69	3,56	6,54	9,82
>6	1,57	3,56	6,28	9,82

$$\lambda=\sqrt{\frac{1+\nu}{6\nu^4+12\nu^3+10\nu^2+5\nu+1}}, \tag{12.33}$$

где

$$\nu=\frac{2}{l}\sqrt[4]{\frac{4EI}{c_{y0}D_н}}. \tag{12.34}$$

Здесь l — пролет перехода в свету; c_{y0} — обобщенный коэффициент нормального сопротивления грунта.

Ветровая нагрузка при наличии резонанса вызывает изгибающий момент и в вертикальной плоскости, поэтому необходимо проверить, имеет ли место для принятой схемы прокладки ветровой резонанс и выбрать расстояние между опорами из условия предотвращения ветрового резонанса. Искомое расстояние между опорами определяется исходя из критерия, что при критической скорости ветра более 25 м/с для надземных трубопроводов не имеет место ветровой резонанс. Критическая скорость ветра для надземного трубопровода

$$v_{кр}=D_н\nu/S^h, \tag{12.35}$$

где $D_н$ — наружный диаметр, ν — частота свободных колебаний трубопровода; Sh — число Струхаля.

Число Струхаля для надземных трубопроводов (при отсутствии аэродинамических гасителей колебаний)

$$Sh=0{,}2+0{,}0163D_н/h, \tag{12.36}$$

где h — высота расположения трубопровода над поверхностью земли.

Используя зависимость частоты колебаний от пролета (12.32) и приняв $v_{кр}=25$ м/с, из (12.32) и (12.35) находим максимальное расстояние между опорами, при котором не возникает ветровой резонанс:

$$l_д=\sqrt[4]{\frac{D_н^2K_c^2EIg}{625q\mathrm{Sh}^2}(1-m^2)}. \tag{12.37}$$

Приняв число Струхаля равным 0,2 при $h/D_н > 2$ и подставив значение $g = 9{,}81$ м/с^2, получим

$$l_д = 0{,}8\sqrt[4]{\frac{EID_н^2K_c^2}{q}(1-m^2)}. \qquad (12.38)$$

Виброгасители целесообразно применять в тех случаях, когда уменьшение длин пролетов переходов до величин, при которых не возникает резонансных колебаний, не рационально по технико-экономическим соображениям. Основными способами борьбы с колебаниями надземных переходов являются:

повышение демпфирования конструкции трубопровода и приложение инерционных усилий в противофазе — механические способы;

устранение причин, вызывающих колебания,— аэродинамические способы;

одновременное использование указанных способов;

изменение частоты собственных колебаний путем устройства антивибрационных связей.

При прокладке трубопроводов на пучинистых грунтах возможно перемещение опор под действием сил пучения. В статически определимых (однопролетных) системах вертикальные перемещения опоры не вызывают дополнительных напряжений. В многопролетных системах при перемещении одной из опор возникают дополнительные изгибные напряжения. Их можно определить в соответствии с известными решениями для многопролетных балок при заданном перемещении опоры.

Изгибающие моменты для опорного и пролетного сечения можно определить по формулам:

$$M_0 = 4{,}39EI\Delta/l^2; \quad M_{l/2} = 1{,}02EI\Delta/l^2, \qquad (12.39)$$

где Δ — относительное вертикальное перемещение опоры вверх; l — расстояние между опорами.

При одновременном действии поперечной нагрузки и пучения изгибающие моменты суммируются. Обратим внимание на то, что изгибающий момент от поперечной нагрузки пропорционален квадрату расстояния между опорами, а от пучения — обратно пропорционален квадрату расстояния. Следовательно, нужен пролет, при котором суммарный момент

$$M = k_1 ql^2 + k_2 EI\Delta/l^2, \qquad (12.40)$$

имеет минимальное значение.

Здесь k_1 и k_2 — коэффициенты, зависящие от расчетной схемы перехода и расчетного сечения — опорного или пролетного.

Определим расстояние между опорами, соответствующее минимуму изгибающего момента при заданном перемещении. Минимуму соответствует условие $dM/dl = 0$. Из (12.40), выполнив дифференцирование, найдем

$$l_{опт} = \sqrt[4]{\frac{k_2 EI\Delta}{k_1 q}}. \qquad (12.41)$$

Подставив (12.41) в (12.40), найдем минимальный изгибающий момент

$$M_{min}=2\sqrt{k_1 k_2 qEI\Delta}. \qquad (12.42)$$

По предельному изгибающему моменту, определяемому условием (12.18), приравняв его M_{min} из (12.42), можно определить максимально допустимое пучение опоры, далее, по формуле (12.18) — максимально допустимый пролет перехода. Если фактическое значение пучения опоры Δ больше максимально допустимого, а изменяя конструкцию, уменьшить его невозможно, то необходимо усилить балочную конструкцию. Если фактическое значение пучения опоры меньше предельно допустимого, то длину пролета определяют из условия (12.40), приравнивая этот момент к предельному, вычисленному по формуле (12.18).

Расчет однопролетных бескомпенсаторных переходов трубопроводов на поперечную нагрузку, температурный перепад и внутреннее давление

Для надземной прокладки можно использовать бескомпенсаторные системы прокладки, в которых напряжения от температурного воздействия воспринимаются трубопроводом, а перемещения ограничены опорами. Наиболее часто применяют однопролетные бескомпенсаторные переходы без специальных опор, работающие совместно с примыкающими подземными участками трубопровода. Рассмотрим поведение однопролетного надземного бескомпенсаторного перехода с примыкающими подземными участками под воздействием равномерно распределенной поперечной нагрузки, изменения температуры и внутреннего давления продукта. Расчетная модель грунта принимается в виде упругого (винклеровского) основания, т. е. считается, что сопротивление грунта пропорционально поперечным перемещениям трубы. Эта модель грунта достаточно хорошо описывает работу трубопровода на примыкающих подземных участках, учитывая малость поперечных перемещений.

Для расчета трубопровода на действие поперечной нагрузки и продольного усилия, обусловленного воздействием температуры и давления, применим способ, предложенный С. П. Тимошенко и заключающийся в том, что вначале выполняется расчет на поперечную нагрузку, при расчете же на продольное усилие действие поперечной нагрузки заменяется начальным прогибом, вызванным этой нагрузкой. Определяем усилия и перемещения трубопровода от действия равномерно распределенной поперечной нагрузки. Уравнения равновесия для надземного и подземного участков трубопровода (рис. 12.4) имеют вид

$$EI\frac{d^4 v_I}{dx^4}-q=0;$$

$$EI\frac{d^4 v_{II}}{dx^4}+kv_{II}=0. \qquad (12.43)$$

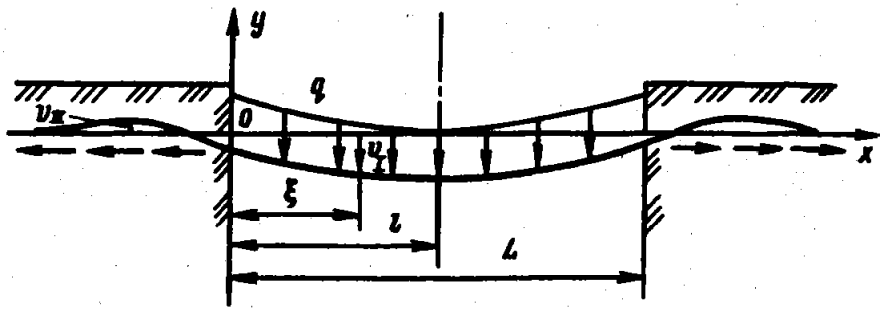


Рис. 12.4. Расчетная схема однопролетного бескомпенсаторного перехода

Решения уравнений (12.43) записываются в виде

$$v_{\text{I}} = \frac{ql^4}{24EI}\xi^4 + C_1\frac{\xi^3}{3} + C_2\frac{\xi^2}{2} + C_3\xi + C_4; \qquad (12.44)$$

$$v_{\text{II}} = e^{\xi/\varphi}\left(A_1\cos\xi/\varphi + A_2\sin\xi/\varphi\right) + e^{-\xi/\varphi}\left(A_3\sin\xi/\varphi + A_4\cos\xi/\varphi\right). \qquad (12.45)$$

Здесь v_{I}, v_{II} — перемещения соответственно на надземном и подземном участках; q — интенсивность поперечной нагрузки; $k = c_{y0}D_{\text{н}}$ — коэффициент пропорциональности — произведение обобщенного коэффициента нормального сопро...ления грунта и диаметра трубы; l — половина длины надземного участка трубопровода; $\xi = x/l$ — относительная координата, $\varphi = \sqrt[4]{4EI/k}/l$ — параметр, характеризующий относительное защемление концов надземного трубопровода.

Используя условия симметрии и сопряжения обоих участков (при принятой системе координат, см. рис. 12.4):

$$\begin{gathered} v_{\text{II}} = dv_{\text{II}}/dx = 0 \quad \text{при} \quad x \to -\infty; \\ v_{\text{I}} = v_{\text{II}}; \quad dv_{\text{I}}/dx = dv_{\text{II}}/dx; \quad d^2v_{\text{I}}/dx^2 = d^2v_{\text{II}}/dx^2; \\ d^3v_{\text{I}}/dx^3 = d^3v_{\text{II}}/dx^3 \quad \text{при} \quad x = 0; \\ dv_{\text{I}}/dx = d^3v_{\text{I}}/dx^3 = 0 \quad \text{при} \quad x = l, \end{gathered} \qquad (12.46)$$

находим произвольные постоянные:

$$C_1 = \frac{ql}{EI}; \quad C_2 = \frac{ql^2}{6EI}\frac{2-3\varphi^2}{1+\varphi};$$

$$C_3 = -\frac{ql^3}{6EI}\frac{\varphi(2+3\varphi)}{1+\varphi};$$

$$C_4 = A_1 = \frac{ql^4}{12}\frac{\varphi^2(3\varphi^2+6\varphi+2)}{1+\varphi};$$

$$A_2 = \frac{ql^4}{12EI}\frac{\varphi^2(3\varphi^2-2)}{1+\varphi}; \quad A_3 = A_4 = 0. \qquad (12.47)$$

Из уравнения упругой линии (12.44) определяем изгибающие моменты и перемещения.

Изгибающие моменты:
для середины пролета ($\xi=1$)

$$M_1=\frac{qL^2}{24}\overline{M}_1; \tag{12.48}$$

для опорного сечения ($\xi=0$)

$$M_0=-\frac{qL^2}{12}\overline{M}_0. \tag{12.49}$$

Поперечные перемещения:
для середины пролета

$$f_1=\frac{qL^4}{384EI}\bar{f}_1; \tag{12.50}$$

для опорного сечения

$$f_0=\frac{qL^4}{192EI}\bar{f}_0. \tag{12.51}$$

Безразмерные параметры $\overline{M}_1$, $\overline{M}_0$, $\bar{f}_1$, $\bar{f}_0$ являются функцией величины φ, характеризующей относительное защемление концов подземного перехода, и определяются по формулам

$$\overline{M}_1=\frac{3\varphi^2+3\varphi+1}{1+\varphi}; \tag{12.52}$$

$$\overline{M}_0=\frac{2-3\varphi^2}{2(1+\varphi)}; \tag{12.53}$$

$$\bar{f}_1=\frac{6\varphi^4+12\varphi^3+10\varphi^2+5\varphi+1}{1+\varphi}; \tag{12.54}$$

$$\bar{f}_0=\frac{\varphi^2(3\varphi^2+6\varphi+2)}{1+\varphi}. \tag{12.55}$$

Как следует из рис. 12.5, влияние примыкающих участков при расчете переходов на воздействие поперечной нагрузки отражается

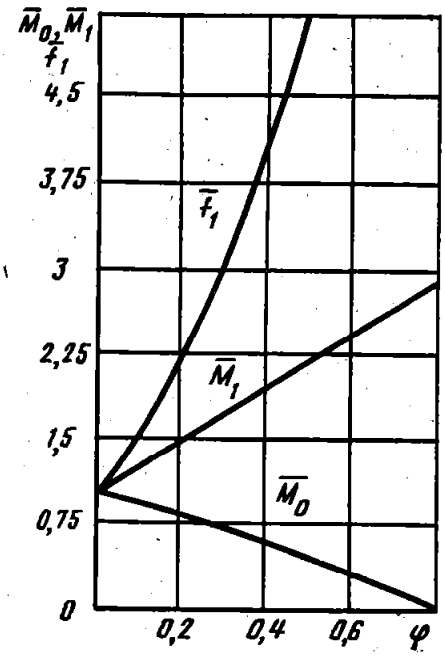


Рис. 12.5. Зависимость изгибающих моментов и прогиба от относительного защемления концов перехода

в перераспределении изгибающих моментов между срединным и опорным сечениями, и при $\varphi = 0{,}2$ они ориентировочно равны. Учет этого фактора позволяет более полно использовать несущую способность трубопровода и увеличивать пролеты переходов.

При расчете надземного перехода трубопровода на воздействие температуры и внутреннего давления продукта влияние поперечной нагрузки, как уже отмечалось, можно заменить первоначальным прогибом перехода, обусловленным этой нагрузкой. С достаточной для практических расчетов точностью начальный прогиб можно представить в виде

$$v_{0(I)} = f_0 \sin^2 \pi x / L \quad \text{при} \quad 0 \leqslant x \leqslant L;$$

$$v_{0(II)} = 0 \quad \text{при} \quad -\infty < x < 0. \tag{12.56}$$

Стрелка начального прогиба f_0 здесь определяется в соответствии с формулой (12.50). В качестве расчетной модели грунта принимается упругое основание, сопротивление которого пропорционально поперечным и продольным перемещениям трубы и характеризуется соответствующими коэффициентами нормального c_{y0} и касательного c_{x0} сопротивлений. Продольное усилие по длине надземной части перехода принимается постоянным, на примыкающих участках учитывается сопротивление грунта продольным перемещениям.

Уравнения равновесия надземного и подземного участков трубопровода записываются в виде

$$EI\frac{d^4v_I}{dx^4}+S_0\frac{d^2v_I}{dx^2}=-S_0\frac{d^2v_{0(I)}}{dx^2};$$

$$EI\frac{d^4v_{II}}{dx^4}+\frac{d}{dx}\left(S_x\frac{dv_{II}}{dx}\right)+kv_{II}=0, \qquad (12.57)$$

где S_0, S_x — полные продольные осевые сжимающие усилия, действующие на элемент dx соответственно на надземном и подземном участках,

$$S_0=pF_{св}-N_0; \quad S_x=pF_{св}-N_x; \qquad (12.58)$$

$k=c_{y0}D_н$ — коэффициент пропорциональности; p — внутреннее давление продукта; $F_{св}$ — площадь сечения трубы в свету; N_0, N_x — продольные осевые растягивающие усилия, действующие в стенках трубы соответственно на надземном и подземном участках, N_0 определяется из условия неразрывности продольных перемещений обоих участков, N_x определяется по формуле

$$N_x=-(\alpha\Delta tE-\mu\sigma_{кц})F+(N_0+\alpha\Delta tEF-\mu\sigma_{кц}F)e^{\gamma x}, \qquad (12.59)$$

(здесь x изменяется от 0 до $-\infty$); полное продольное усилие, согласно (12.58), можно представить в виде

$$S_x=S_0[1-e^{\gamma x}(N_0+\alpha\Delta tEF-\mu\sigma_{кц}F)], \qquad (12.60)$$

где

$$\gamma=\sqrt{\frac{\pi D_н c_{x0}}{EF}} \qquad (12.61)$$

α — коэффициент линейного расширения материала; Δt — температурный перепад, положительный при нагревании; E — модуль упругости материала; μ — коэффициент Пуассона; $\sigma_{кц}$ — кольцевые напряжения от внутреннего давления; F — площадь поперечного сечения стенок трубы.

Граничные условия для уравнений (12.57) записываются также в виде (12.46). Учитывая малость второго члена в выражении (12.60), нелинейное уравнение (12.57) можно решить методом малого параметра. Для практических расчетов достаточно ограничиться первым членом разложения. Записываем решения уравнений (12.57), определенные с учетом граничных условий (12.46) в безразмерных параметрах:

$$\bar{v}_I=\xi_0\frac{m^2}{1-m^2}\left[\frac{n_*}{\theta}\left(\sin m\pi\xi-2\operatorname{ctg}m\pi\sin\frac{m\pi\xi}{2}+\frac{1}{n_*}\right)+\sin^2\frac{\pi\xi}{2}\right]; \qquad (12.62)$$

$$\bar{v}_{II}=\xi_0\frac{m^2}{1-m^2}\frac{e^{\alpha\xi}}{\theta}\left(\cos\beta\xi+\frac{\alpha}{\beta}\sin\beta\xi\right), \qquad (12.63)$$

где $\bar{v}=v/i$ — дополнительный прогиб, отнесенный к радиусу инерции сечения трубы; $\xi_0=f_0/i$ — начальная стрелка прогиба, отнесенная к радиусу инерции сечения трубы; m^2 — полное продольное сжимающее усилие, отнесенное к критической силе для стержня с защемленными концами

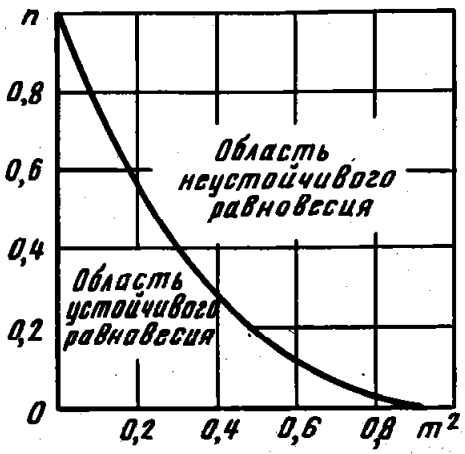


Рис. 12.6. График областей равновесия надземного перехода

$$m^2 = S_0 / N_э = S_0 L^2 / (4\pi^2 EI); \qquad (12.64)$$

L — длина надземного участка трубопровода; θ, n_*, α, β — безразмерные параметры, вычисляемые по формулам

$$\theta = m^2 (n_*^2 + 2n_* \operatorname{ctg} m\pi - 1); \quad n_*^2 = (1-n)/n; \qquad (12.65)$$

$$\alpha = \frac{m\pi}{2}\sqrt{\frac{1-n}{n}}; \quad \beta = \frac{m\pi}{2}\sqrt{\frac{1+n}{n}}; \qquad (12.66)$$

n — полное продольное сжимающее усилие, отнесенное к критической силе для бесконечного стержня в упругой среде

$$n = S_0 / N_{кр} = S_0 / (2\sqrt{EIk}). \qquad (12.67)$$

Из уравнений упругой линии трубопровода следует, что область устойчивого равновесия существует при $\theta > 0$. График на рис. 12.6 показывает, что с уменьшением относительной жесткости подземного участка трубопровода (параметр n) область устойчивого равновесия значительно сужается. Неизвестное продольное усилие N_0, а следовательно, и S_0 (см. формулу (12.58)) определяется из условия неразрывности продольных перемещений обоих участков

$$u_1 + u_2 = 0, \qquad (12.68)$$

где u_1 и u_2 — продольные перемещения нулевого сечения надземной и подземной частей трубопровода.

Для определения продольного перемещения запишем связь деформации с перемещением, учитывая нелинейность и соотношение термоупругости для продольной деформации

$$\varepsilon_x = \frac{du}{dx} + \frac{1}{2}\left(\frac{dv}{dx}\right)^2 - \frac{1}{2}\left(\frac{dv_0}{dx}\right)^2; \qquad (12.69)$$

$$\varepsilon_x = \frac{N_0}{EF} - \mu\frac{\sigma_{кц}}{E} + \alpha\Delta t, \qquad (12.70)$$

отсюда

$$\frac{du}{dx}=\frac{N_0}{EF}+\alpha\Delta t-\frac{\mu\sigma_{кц}}{E}-\frac{1}{2}\left(\frac{dv}{dx}\right)^2+\frac{1}{2}\left(\frac{dv_0}{dx}\right)^2, \tag{12.71}$$

где E — модуль упругости материала трубы; F — площадь сечения стенок трубы; α — коэффициент линейного расширения материала трубы; Δt — температурный перепад, положительный при нагревании; μ — коэффициент Пуассона материала трубы; $\sigma_{кц}$ — кольцевые напряжения от внутреннего давления.

Тогда можно вычислить продольное перемещение нулевого (начального) сечения надземной части по формуле

$$u_1=-\int_0^l \frac{du}{dx}\,dx. \tag{12.72}$$

Продольное перемещение подземной части трубопровода в месте стыка с надземной частью u_2 определяется в соответствии с решением, полученным в гл. 5. Из (12.68) получаем уравнение для определения полного продольного усилия в сечении трубопровода. При отсутствии участка предельного равновесия грунта при продольных перемещениях трубы уравнение для определения безразмерного параметра продольного усилия имеет вид

$$m_{pm}^2=m^2+\frac{\bar{\Delta}_1}{1+1/\gamma l}. \tag{12.73}$$

Критерием отсутствия участка предельного равновесия грунта является условие

$$\frac{\gamma l}{\varkappa}\left(m_{pm}^2-m^2\right)\leqslant 1. \tag{12.74}$$

При наличии участка предельного равновесия грунта

$$m_{pm}^2=m^2+\varkappa\left(\sqrt{1+2\,\frac{\bar{\Delta}_1}{\varkappa}-\frac{1}{\gamma l}}-1\right). \tag{12.75}$$

Безразмерный параметр, характеризующий воздействие давления и температуры (параметр нагрузки), определяется по формуле

$$m_{pm}^2=\frac{(\alpha\Delta tE+0{,}2\sigma_{кц})F}{\pi^2EI/l^2}. \tag{12.76}$$

Безразмерный параметр $\varkappa$, характеризующий взаимодействие трубопровода с грунтом, определяется по формуле

$$\varkappa=\frac{t_{пр}l}{\pi^2EI/l^2}. \tag{12.77}$$

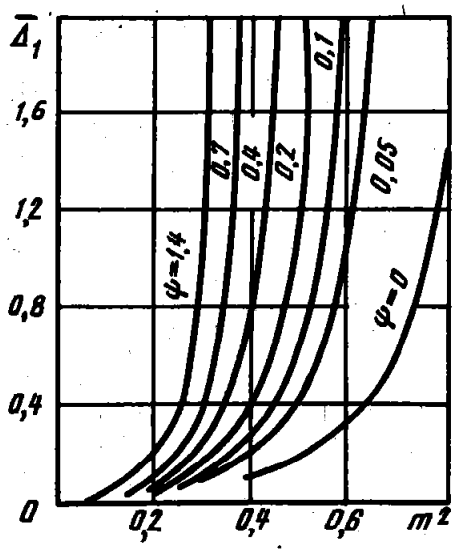


Рис. 12.7. Зависимость самокомпенсации от продольного усилия и относительной жесткости перехода

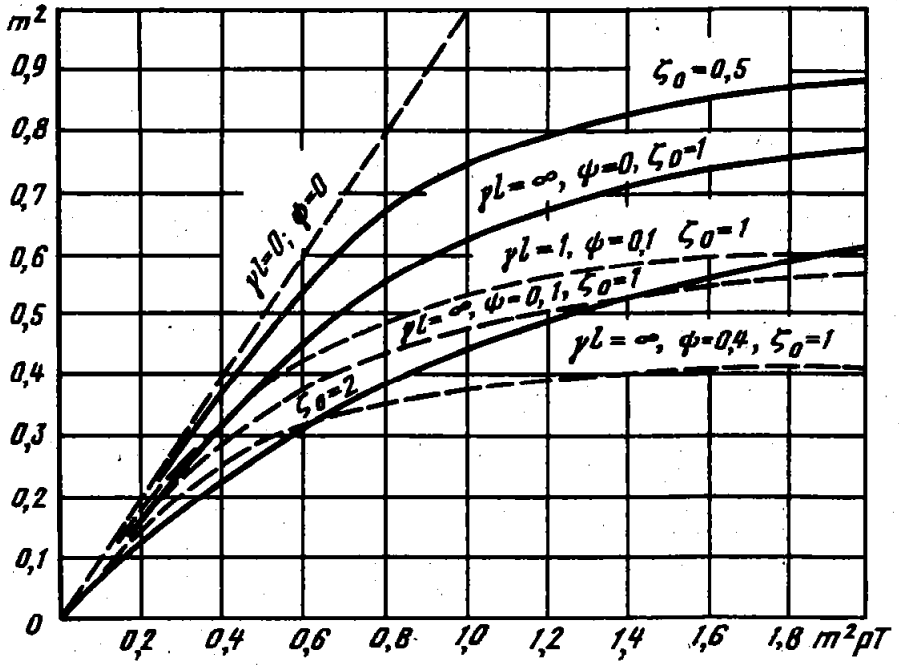


Рис. 12.8. Зависимость продольного усилия от нагрузки при различных граничных условиях

Безразмерный параметр $\bar{\Delta}_1$, характеризующий самокомпенсацию, трубопровода, определяется интегрированием упругой линии (12.56) и (12.62)

$$\bar{\Delta}_1=\frac{\xi_0^2}{2\pi^2}\int_0^1\left\{\left[\frac{d(\bar{v}_1+\bar{v}_0)}{d\xi}\right]^2-\left(\frac{d\bar{v}_0}{d\xi}\right)^2\right\}d\xi. \qquad (12.78)$$

Величина $\bar{\Delta}_1$ зависит от искомого параметра продольного усилия m^2, т. е. уравнения (12.73) и (12.75) нелинейны относительно m^2. Подсчитанные значения $\bar{\Delta}_1$ приведены на рис. 12.7 в функции m^2 и ψ при стрелке начального прогиба $\xi_0=1$. Для получения этих значений при других стрелках начального прогиба, как следует из

(12.78), величины, приведенные на рис. 12.7, необходимо умножить на квадрат относительной начальной стрелки. Для удобства расчетов графики построены в функции

$$\psi = n/m^2 = N_э/N_{кр}. \qquad (12.79)$$

Нелинейное относительно m^2 уравнение (12.73) можно решить графическим способом. На рис. 12.8 построен такой график для некоторых параметров, характеризующих защемление примыкающих подземных участков трубопроводов. Сплошными линиями показаны зависимости продольного усилия от нагрузки для случая полного защемления концов надземного участка трубопровода ($\gamma l = \infty$, $\psi = 0$), что соответствует стержню с неподвижными опорами. Как следует из графиков, при одном и том же значении нагрузки m_{pm}^2 продольное усилие m^2 уменьшается с увеличением стрелки начального прогиба ξ_0. Пунктирными линиями показаны эти же зависимости для промежуточных значений γl и ψ, характеризующих соответственно сопротивление грунта продольным и поперечным перемещениям трубопровода на подземном участке. Прямая пунктирная линия соответствует случаю равенства нулю сопротивления грунта продольным перемещениям ($\gamma l = 0$), в этом случае продольное усилие не зависит от стрелки начального прогиба.

Определив по графику рис. 12.8 параметр продольного усилия m^2, на основании (12.58) и (12.64) вычислим продольное растягивающее усилие

$$N_0 = pF_{св} - m^2 N_э. \qquad (12.80)$$

Зная параметр продольного усилия m^2, определяют остальные расчетные параметры надземного перехода. Исходя из уравнений упругой линии (дополнительных прогибов) надземного перехода (12.62), определяем значения изгибающих моментов и дополнительных поперечных перемещений трубы. Для начала надземного участка трубопровода ($\xi = 0$)

$$M_0 = -\frac{\pi^2 EI}{l^2}\frac{f_0}{2}\frac{m^2}{1-m^2}\bar{M}_0; \qquad (12.81)$$

$$v_0 = f_0\frac{m^2}{1-m^2}\bar{v}_0; \qquad (12.82)$$

$$u_0 = \frac{\pi^2 i^2}{\gamma l}\left(m_{pm}^2 - m^2\right) \qquad (12.83)$$

или

$$u_0 = \frac{\pi^2 i^2}{2\varkappa l}\left[\left(\frac{\varkappa}{\gamma l}\right)^2 + \left(m_{pm}^2 - m^2\right)\right]. \qquad (12.84)$$

Вычисление по (12.84) проводится в том случае, если критерий (12.74) соблюдается, в противном случае продольное перемещение

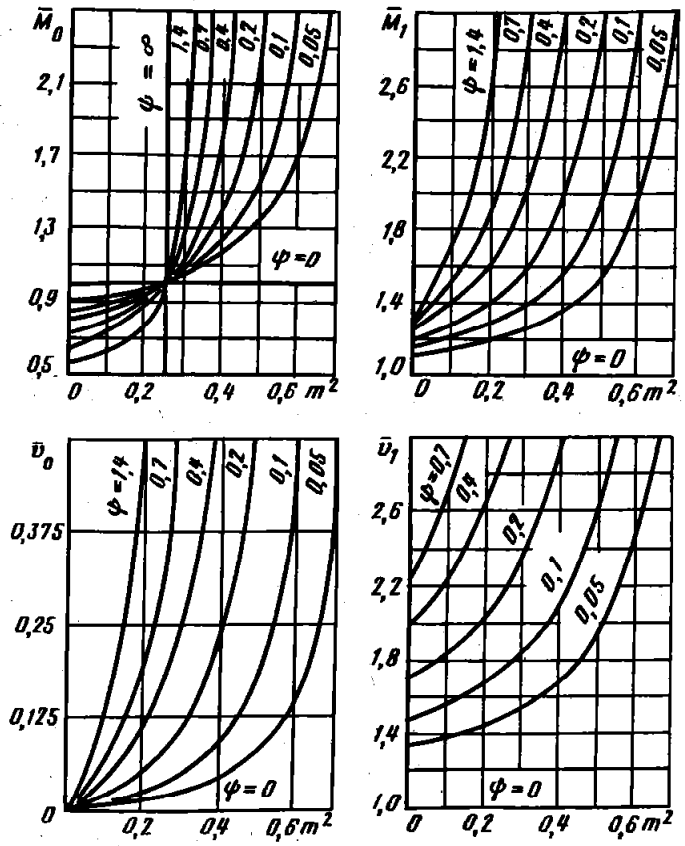


Рис. 12.9. Зависимость безразмерных параметров от продольного усилия и относительной жесткости перехода

определяется по (12.83). Для середины надземного участка трубопровода ($\xi=1$)

$$M_1=-\frac{\pi^2 EI}{l^2}\frac{f_0}{2}\frac{m^2}{1-m^2}\bar{M}_1; \tag{12.85}$$

$$f_1=f_0\frac{m^2}{1-m^2}\bar{v}_1; \tag{12.86}$$

где

$$\bar{M}_0=m^2\left(n_*^2-1\right)/\theta; \tag{12.87}$$

$$\bar{v}_0=\frac{m^2}{\theta\left(1-m^2\right)}; \tag{12.88}$$

$$\bar{M}_1=1+\frac{2m^2 n_*}{\theta\sin m\pi}; \tag{12.89}$$

$$\bar{v}_1=\frac{1+n_*\operatorname{tg}\dfrac{m\pi}{2}}{\theta}+1. \tag{12.90}$$

На рис. 12.9 приведены значения безразмерных коэффициентов $\bar{M}_0$, $\bar{v}_0$, $\bar{M}_1$, $\bar{v}_1$ в функции m^2 и ψ. Используя полученные зависимости и графики, приведенные на рис. 12.7—12.9, определяют значения

продольного осевого усилия и изгибающих моментов от воздействия температуры и внутреннего давления.

Рассмотрим некоторые граничные условия и особенно обратим внимание на изменение продольных напряжений от внутреннего давления в зависимости от начальной кривизны трубопровода. Как следует из графика изменения параметров изгибающих моментов на опоре и посередине пролета, при полном защемлении балки на опоре ($\psi=0$) безразмерный параметр $\bar{M}=1$ (см. рис. 12.9), т. е. соответствует известному решению продольно-поперечного изгиба балки с защемлением на опорах. При продольном усилии $m^2<0{,}25$, т. е. меньше усилия, соответствующего потере устойчивости стержня с шарнирным закреплением опор, с увеличением степени защемления (уменьшением параметра ψ) изгибающий момент на опоре, увеличивается. При $m^2>0{,}25$ с уменьшением параметра ψ изгибающий момент на опоре уменьшается. Изгибающий момент в середине пролета с уменьшением степени защемления увеличивается, особенно на границе области устойчивого равновесия.

Таким образом, учет влияния поперечных перемещений подземных участков трубопроводов, особенно для слабых грунтов, приводит к существенному изменению напряжений и перемещений примыкающего надземного перехода.

Уравнение для определения продольного усилия при надземном переходе со специальными опорами, обеспечивающими защемление пят трубопровода, т. е. при $\gamma=\infty$ и $\psi=0$, имеет вид

$$m_{pm}^2=m^2+\bar{\Delta}_1, \tag{12.91}$$

где

$$\bar{\Delta}_1=\frac{\xi_0^2}{16}\left[\frac{1}{(1-m^2)^2}-1\right]. \tag{12.92}$$

На основании уравнений (12.91) и (12.92) построены графики для определения усилия m^2 в зависимости от нагрузки m_{pT}^2 (рис. 12.10).

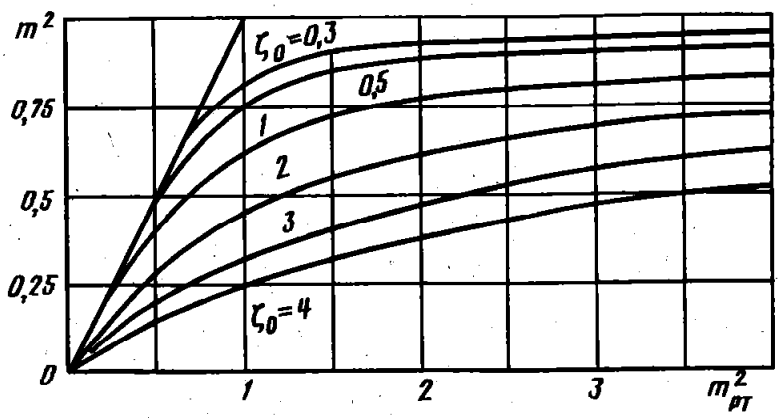


Рис. 12.10. График для определения продольного усилия от воздействия температуры и внутреннего давления для балки с неподвижными опорами

Графики построены для различных стрелок начального прогиба трубопровода. Как видно из этого графика при $m_{pT}^2 > 1$ при наличии начального изгиба, продольное усилие не может превысить критическую силу, т. е. $m^2 < 1$. С увеличением стрелки начального изгиба при одном и том же воздействии продольное усилие уменьшается. Посмотрим, как изменяется продольное осевое усилие в стенках трубы только при воздействии внутреннего давления. Для прямолинейного перехода ($\xi_0 = 0$) $m^2 = m_{pT}$. Тогда из (12.80) получаем, что продольные осевые напряжения $\sigma_{\text{пр.}N} = N_0 / F$ в стенках трубы будут равны $0{,}3\sigma_{\text{кц}}$. С увеличением стрелки начального прогиба величина m^2 уменьшается и при $\xi_0 \to \infty m^2 \to 0$, т. е. из (12.80) мы получаем, что для этого предельного случая $\sigma_{\text{пр.}N} = 0{,}5\sigma_{\text{кц}}$. Таким образом, осевые продольные напряжения от внутреннего давления являются растягивающими и изменяются в пределе 0,3—0,5 от кольцевых напряжений.

Рассмотрим открытый трубопровод с сальниковыми или линзовыми компенсаторами. При такой конструкции продольное осевое усилие в стенках трубы N_0 равно нулю (если пренебречь отпором компенсатора). Тогда из (12.80) получаем, что $m^2 = pF_{\text{св}} / N_{\text{э}}$, т. е. при действии внутреннего давления трубопровод изгибается, что необходимо учитывать в расчетах. При $m^2 = 1$ эта конструкция теряет устойчивость. Возможность потери устойчивости стержня трубчатого сечения от внутреннего давления при отсутствии продольной силы отметил В. И. Феодосьев.

Остановимся несколько подробнее на этом вопросе. В лаборатории прочности ВНИИСТа И. П. Петровым и К. И. Калошиным были проведены эксперименты по определению критической силы для стальных и алюминиевых труб с учетом влияния внутреннего давления. В отрезках труб с заглушками (донышами) создавалось внутреннее давление с помощью гидравлического масляного насоса с ресивером. Продольное усилие прикладывали с помощью универсальной 50-тонной испытательной машины. Опыты показали, что при данной схеме испытания внутреннее давление не оказывает влияния на критическую силу. Этот результат также объясняется на основании полученных ранее зависимостей. Продольное растягивающее усилие в стенках трубы

$$N_0 = pF_{\text{св}} - N_{\text{вн}}, \qquad (12.93)$$

где $pF_{\text{св}}$ — усилие от внутреннего давления, действующее на заглушку трубы; $N_{\text{вн}}$ — внешнее, сжимающее продольное усилие.

Учитывая, что потере устойчивости соответствует равенство $m^2 = S_0 / N_{\text{э}} = 1$, получаем

$$\frac{p - (p - N_{\text{вн}})}{N_{\text{э}}} = 1, \quad N_{\text{вн}} = N_{\text{э}}, \qquad (12.94)$$

т. е. внутреннее давление при наличии заглушек (донышев) не влияет на критическое продольное усилие.

Однако при сжатии труб с одновременным действием внутреннего давления увеличивается предел применимости формулы Эйлера. Формула Эйлера справедлива при условии, что деформация сжатия стержня, вплоть до момента потери устойчивости, подчиняется закону Гука. Иными словами, критическое напряжение $\sigma_{кр}$ не должно превышать предела пропорциональности материала стержня $\sigma_{пц}$:

$$\sigma_{кр} \leqslant \sigma_{пц}, \tag{12.95}$$

или для данной схемы эксперимента

$$\frac{\pi^2 E}{\lambda^2} - \frac{pF_{св}}{F} \leqslant \sigma_{пц}, \tag{12.96}$$

где λ — гибкость стержня,

$$\lambda = \nu l / i; \tag{12.97}$$

νl — приведенная длина стержня, i — радиус инерции сечения.

Предельная «упругая» гибкость трубы, т. е. наименьшая гибкость, при которой еще можно пользоваться формулой Эйлера:

$$\lambda_* = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_{пц} + pF_{св}/F}}. \tag{12.98}$$

Условие (12.95) получает вид

$$\lambda_* < \lambda. \tag{12.99}$$

Таким образом, полученные решения хорошо объясняют поведение открытого трубопровода под воздействием внутреннего давления.

Для динамического расчета перехода трубопровода необходимо знать частоту собственных колебаний трубопровода. Известные зависимости строительной механики относятся к балкам с так называемыми конечными граничными условиями — шарнирными, жесткими или упругими опорами. В данном случае в качестве опор надземного перехода служат примыкающие подземные участки трубопровода. Для определения частоты собственных колебаний такой конструкции можно воспользоваться известной зависимостью, в которой соотношение частот колебаний балки с различными граничными условиями пропорционально квадратному корню из соотношения их статических прогибов. Тогда частоту собственных колебаний (основного тона) ω_0 надземного прямолинейного балочного однопролетного перехода с примыкающими подземными участками (без специальных опор) можно определить по приближенной формуле

$$\omega_0 = \frac{175}{l^2} \sqrt{\frac{EI}{q\bar{f}_1}}, \tag{12.100}$$

где l — половина длины надземного участка трубопровода, см; EI — жесткость сечения при изгибе, Н·см^2; q — вес единицы длины трубопровода, Н/см; $\bar{f}_1$ — коэффициент, учитывающий увеличение стрелки прогиба перехода без специальных опор по сравнению

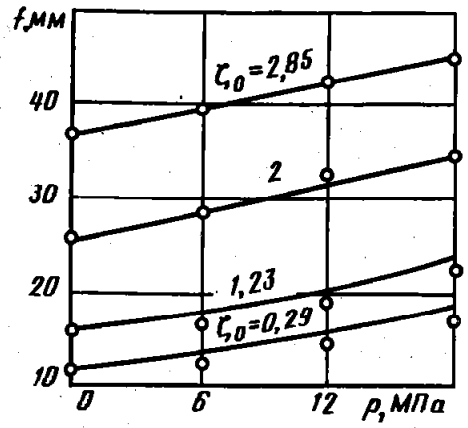


Рис. 12.11. График экспериментальных и теоретических значений прогиба от внутреннего давления

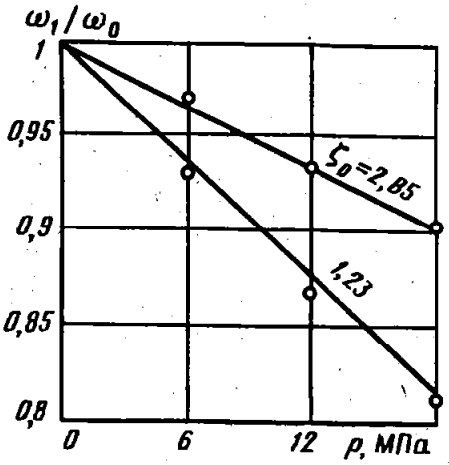


Рис. 12.12. График экспериментальных и теоретических значений частот собственных колебаний от внутреннего давления

с переходом с защемленными опорами и определяемый по формуле (12.54) или по графику рис. 12.5.

Используя известное соотношение изменения частоты собственных колебаний балки при действии осевого сжимающего усилия, частоту собственных колебаний (основного тона) перехода с примыкающими подземными участками можно определить по формуле

$$\omega_1 = \omega_0 \sqrt{\frac{1-m^2}{v_1}}, \qquad (12.101)$$

где ω_0 — частота собственных колебаний; m^2 — параметр продольного осевого усилия; $\bar{v}_1$ — коэффициент, учитывающий увеличение стрелки прогиба, определяемый по (12.90) или по графику рис. 12.5.

Сравним полученное решение с результатами эксперимента. Эксперимент был проведен в лаборатории прочности ВНИИСТа [1] на моделях однопролетного перехода, нагружение осуществлялось внутренним давлением ступенями по 2 МПа. Модели были изготовлены из отрезков стальных труб диаметром 38 мм и толщиной стенки 3 мм. Трубы на опорах были неподвижно защемлены, а продольное усилие от заглушек воспринималось опорами. Расстояние между опорами $2l = 360$ см. Испытывались модели с различными стрелками начального прогиба. Полученные значения полного прогиба $f = f_0 + f_1$ в середине пролета при изменении внутреннего давления от 0 до 18 МПа показаны в виде точек на рис. 12.11. Там же построены соответствующие кривые, рассчитанные по зависимости (12.86). Величина m^2 определялась с помощью графика рис. 12.10. Во время испытаний измерялись

[1] Эксперименты проводили канд. техн. наук И. П. Петров, инж. Т. В. Григорьянц и Н. Г. Лошманова.

частоты колебаний моделей без воздействия внутреннего давления ω_0 и при давлении ω_1.

Отношения частот ω_1/ω_0 при изменении внутреннего давления, найденные экспериментально, показаны в виде отдельных точек на рис. 12.12, здесь же построены соответствующие кривые, рассчитанные по (12.101). Как видно из рис. 12.12, с повышением давления частота колебаний падает, хотя, как было показано ранее, в стенках трубы возникают продольные растягивающие напряжения. Хорошее совпадение опытных данных с расчетными позволяет рекомендовать измерение частот колебаний трубопровода в качестве метода определения продольного усилия.

Таким образом, проведенный анализ показал, что примыкающие к надземному переходу подземные участки трубопровода оказывают существенное влияние на напряженно-деформированное состояние трубопровода, а начальное искривление трубопровода изменяет продольное осевое усилие и что для практических расчетов прямолинейного перехода можно пренебречь самокомпенсацией системы.

Расчет арочных переходов трубопроводов

В настоящее время широкое распространение получили простейшие арочные переходы, в которых распор передается на прилегающие подземные участки трубопровода, а вертикальная реакция воспринимается грунтом. Этот тип арочных переходов наиболее полно использует несущую способность самого трубопровода, не требует устройства дополнительных опор, прост в монтаже. Пролеты арочных переходов могут быть больше пролетов балочных переходов. Арочные переходы позволяют увеличить подпереходный габарит, что особенно важно при прокладке трубопроводов в равнинных местностях Севера и Средней Азии. Правильно запроектированные арочные переходы, рассчитанные с учетом всех факторов силового воздействия, в том числе с учетом влияния на напряженное состояние арки примыкающих подземных участков трубопровода, являются достаточно надежными.

В расчетной схеме арок пяты их можно принять упругозащемленными, а все цифровые коэффициенты возможно определять как среднее значение между коэффициентами для двухшарнирной и бесшарнирной арок. При определении величины распора для пологих арок существенное значение имеет учет продольного обжатия арок, изменением продольной силы по длине можно пренебречь. С учетом продольного обжатия арок распор от вертикальной равномерно распределенной нагрузки определяется по формуле

$$H_q = \frac{ql^2}{8f} k, \tag{12.102}$$

где

$$k = \frac{1}{1 + 0{,}82\left(\frac{D_{cp}}{f}\right)^2}. \tag{12.103}$$

Здесь l, f и $D_{ср}=D_н-\delta$ — соответственно пролет, стрелка и средний диаметр трубопровода.

Изменение температуры в арке, как в статически неопределимой системе, вызывает дополнительные напряжения. Распор арки от изменения температуры на величину Δt определяется по формуле

$$H_{\Delta t}=\beta S\alpha\Delta t, \tag{12.104}$$

где β — распор от единичного изменения длины арки; S — длина кривой оси арки (для пологих арок можно принять равной пролету); $S=l\left[1+\frac{8}{3}\left(\frac{f}{l}\right)^2\right]$; α — коэффициент температурного расширения металла труб; Δt — расчетный перепад температур.

С учетом упругого обжатия β определяется по формуле

$$\beta=\frac{EF}{l}\cdot\frac{1}{1+\frac{16Ff^2}{105I}}. \tag{12.105}$$

Формула (12.105) справедлива для арок с различным отношением f/l, а для граничного случая при $f=0$ $\beta=EF/l$ что соответствует усилию, вызывающему единичное удлинение прямолинейного элемента.

Влияние внутреннего давления на криволинейный арочный переход можно характеризовать радиальной распределенной нагрузкой, направленной в выпуклую сторону, вычисляемой по формуле

$$q_p=\frac{\pi D_{вн}^2}{4}\frac{p}{\rho}, \tag{12.106}$$

где p — давление газа в трубопроводе; ρ — радиус кривизны.

При параболическом очертании арки, приняв приближенно $1/\rho=d^2y/dx^2$, находим $\rho=l^2/8f$, а распор определим по формуле

$$H_{p,\rho}=-\frac{\pi D_{вн}^2}{4}p\approx-0{,}5\,\sigma_{кц}F. \tag{12.107}$$

Здесь знаком плюс обозначены обычные для арок снимающие усилия; знак минус показывает, что внутреннее давление разгружает арку, вызывая растягивающие напряжения. Однако для получения универсальных формул для расчета необходим учет обжатия (растяжения) арки.

Деформации, вызванные действием давления на криволинейную трубу, с учетом двухосного напряженного состояния выражаются формулой

$$\Delta l=(0{,}5-\mu)\frac{\sigma_{кц}}{E}S\approx0{,}2\frac{\sigma_{кц}}{E}S.$$

Таким образом, внутреннее давление вызывает распор

$$H_p = -0{,}5\sigma_{кц}F + 0{,}2\beta\frac{\sigma_{кц}}{E}S. \qquad (12.108)$$

Анализ формулы (12.108) показывает, что в подъемистых арках внутреннее давление вызывает продольные растягивающие напряжения, равные $0{,}5\,\sigma_{кц}$, при уменьшении f/l они уменьшаются, а для прямолинейных переходов ($f=0$) без компенсации продольных деформаций продольные напряжения равны $0{,}3\sigma_{кц}$ (при $\mu=0{,}3$, без учета влияния примыкающих подземных участков трубопровода).

Дополнительный распор арки, вызванный смещением пят, определяется в зависимости от напряженного состояния грунта на примыкающих участках.

В случае отсутствия срыва трубопровода относительно грунта — отсутствия участка предельного равновесия грунта — дополнительный распор

$$H_\Delta = \frac{N_{рас}}{1+\dfrac{EFn}{2\eta}}, \qquad (12.109)$$

где

$$N_{рас} = N_{p,\Delta t} - H_{пос} = N_{p,\Delta t} - (H_q + H_p + H_{\Delta t}). \qquad (12.110)$$

При наличии участка предельного равновесия грунта дополнительный распор определяется по формуле

$$H_\Delta = A - \sqrt{A^2 - B^2}, \qquad (12.111)$$

где

$$A = N_{рас} + \frac{EFt_{пр}}{2\eta}; \qquad (12.112)$$

$$B^2 = N_{рас}^2 + \left(\frac{t_{пр}}{n}\right)^2 \qquad (12.113)$$

$$n = \sqrt{\frac{\pi D_н c_{x0}}{EF}}, \quad \eta = \frac{105EI}{16f^2l}. \qquad (12.114)$$

Так как в расчетной схеме опоры арок приняты упругозащемленными, то изгибающие моменты в ключе определяются по следующим формулам:

от вертикальной нагрузки

$$M_q = \frac{ql^2}{12}(1-k); \qquad (12.115)$$

от изменения температуры и смещения пят

$$M_{\Delta t,\Delta} = -\frac{2}{3}f(H_{\Delta t} + H_\Delta); \qquad (12.116)$$

от деформации, вызванной внутренним давлением,

$$M_p = -\frac{2}{3} f \cdot 0{,}2\beta \frac{\sigma_{кц}}{E} S. \qquad (12.117)$$

Изгибающие моменты в пяте арки

$$M_п = -0{,}5 M_{кл}. \qquad (12.118)$$

Максимальные напряжения в сжатой и растянутой зонах сечения определяются как алгебраическая сумма осевых и изгибных напряжений

$$\sigma = \sigma_{пр N} \pm \sigma_{пр M} = \frac{\Sigma H}{F} \pm \frac{\Sigma M}{W}. \qquad (12.119)$$

Расчет многопролетных бескомпенсаторных переходов трубопроводов с применением ЭВМ

Даже для однопролетного перехода аналитическое решение получается достаточно сложным. Для многопролетных систем решение существенно усложняется тем, что необходим учет начальных искривлений (начальных несовершенств), обусловленных сооружением перехода, геометрической нелинейности (продольно-поперечный изгиб), особенностей поведения примыкающих к надземному переходу подземных участков трубопровода. Для расчета различных конструктивных решений многопролетных балочных систем трубопроводов на ЭВМ был использован численный метод, метод конечных элементов в перемещениях. Основные принципы использования этого метода, матрица жесткости для стержня без связей описаны в гл. 7. Особенностью бескомпенсаторных переходов трубопровода является примыкание с обеих сторон так называемых полубесконечных участков трубопровода. Приведенные здесь элементы матрицы жесткости и грузовых членов получены на основании решения уравнений продольно-поперечного изгиба и сжатия (растяжения) полубесконечного стержня в линейно упругой среде с обобщенными коэффициентами нормального c_{yo} и касательного c_{xo} сопротивлений грунта

$$r_{11} = EI \sqrt{\frac{2\sqrt{c_{yo} D_н} - S}{EI}};$$

$$r_{22} = \sqrt{c_{yo} D_н EI} \sqrt{\frac{2\sqrt{c_{yo} D_н EI} - S}{EI}};$$

$$r_{12} = -\sqrt{c_{yo} D_н EI}, \quad r_{33} = EFn;$$

$$r_{13} = r_{23} = r_{31} = r_{32} = 0; \qquad (12.120)$$

$$r_{1p} = \frac{qEI}{\sqrt{c_{yo} D_н EI}}; \quad r_{2p} = \frac{qEI}{\sqrt{c_{yo} D_н EI}} \sqrt{2\sqrt{c_{yo} D_н EI} - S};$$

$$r_{3p} = \alpha \Delta t EF + pF_{св} - \mu \sigma_{кц} F. \qquad (12.121)$$

Эти элементы матрицы используются для описания только примыкающих к надземному переходу с обеих сторон подземных участков трубопровода. При составлении уравнения равновесия узлов учитывается наличие опор в узле, характеристикой которых является их жесткость.

Отметим также ряд особенностей алгоритма этой программы. В результате решения системы уравнений находятся компоненты узловых перемещений для каждого узла. По этим перемещениям с использованием элементов матрицы жесткости можно определить узловые усилия. Разность узловых усилий в узле для элемента слева и справа от него и определяет реакцию опор. Экспериментальные исследования на ЭВМ показали, что применение уравнений в форме начальных параметров для определения усилий и перемещений по длине элемента приводит к ошибкам, связанным с точностью вычислений. Поэтому для определения усилий и перемещений по длине элемента используется уравнение в форме граничных параметров.

Составленная ВНИИСТом и Южниигипрогазом программа НБП для ЭВМ ЕС позволяет рассчитывать надземные переходы практически с любым числом пролетов.

Промежуточные опоры могут быть как жесткие, так и упругие, причем опора может быть представлена как связь, препятствующая в той или иной степени (в зависимости от заданной жесткости) угловым, поперечным и продольным перемещениям. В то же время крайние опоры могут и отсутствовать, их роль в этом случае выполняют примыкающие подземные участки. При расчетах можно учитывать начальные искривления трубопровода, обусловленными сваркой трубопровода из отдельных труб и условиями выполнения строительно-монтажных работ.

Нагрузка по длине трубопровода принимается равномерно-распределенной, температурный перепад (положительный или отрицательный) и внутреннее давление одинаковы по всей длине. Согласно этой программе расчет переходов производится только как плоских систем, поэтому при наличии нагрузок, воздействий и начального изгиба в двух плоскостях расчет выполняется для каждой плоскости в отдельности. Алгоритм программы учитывает геометрическую нелинейность (продольно-поперечный изгиб), поэтому дополнительная проверка продольной устойчивости не требуется. Если расчетная схема трубопровода в процессе монтажа отличается от расчетной схемы в процессе эксплуатации, то расчет трубопровода выполняется в два этапа. Вначале (на первом этапе) выполняется расчет на нагрузки, возникающие при монтаже. На втором этапе выполняется расчет на эксплуатационные нагрузки для трубопровода, имеющего начальный изгиб, обусловленный монтажными нагрузками. Определенные на обоих этапах расчета напряжения

алгебраически суммируются. Полные напряжения затем сравниваются с предельными.

Подготовка исходных данных для расчета по программе НБП включает разбивку рассчитываемого перехода на конечные элементы. Узловые точки (где соединяются два элемента) обязательно назначаются в местах соединения подземной части с надземной, расположения опор (связей) и соединения прямолинейных и криволинейных участков. Пролет трубопровода, имеющий начальный изгиб, рекомендуется на основании численных экспериментов, разбить на 3—10 элементов в зависимости от кривизны оси трубопровода. Кривые необходимо заменить рядом прямых, соединенных под углом друг к другу. Если опоры (связи) находятся на кривой, то при разбивке кривой на элементы следует предусматривать, что к опоре должны примыкать с обеих сторон прямые, являющиеся продолжением друг друга.

Вычисляются действительные жесткости опор (связей). Если связь в каком-либо направлении абсолютно жесткая, то в качестве ее характеристики вводится число, равное $0{,}1 \cdot 10^{18}$.

Физико-механические характеристики грунта задаются по данным инженерно-геологических изысканий.

Исходная информация для расчета: p — внутреннее рабочее (нормативное) давление продукта; Δt — температурный перепад, положительный при нагревании; $D_н$ — наружный диаметр трубы; δ — толщина стенки трубы; α — коэффициент линейного расширения материала трубы; E — модуль упругости материала трубы; μ — коэффициент Пуассона материала труб; q — интенсивность равномерно-распределенной поперечной нагрузки; h_0 — расстояние от оси трубы до верха засыпки на примыкающих к переходу подземных участках трубопровода; $E_{гр}$ — модуль деформации грунта; $\mu_{гр}$ — коэффициент Пуассона грунта; c_{x0} — коэффициент касательного сопротивления грунта; n_q — коэффициент надежности по поперечной нагрузке; n_p — коэффициент надежности по внутреннему давлению продукта; $\lambda_к$ — параметр самокомпенсации, который может приниматься меньше единицы для системы со значительными перемещениями, вводится для ускорения процесса сходимости; m — коэффициент условия работы; k_1 — коэффициент надежности материала (по временному сопротивлению); k_2 — коэффициент надежности материала (по текучести); $k_н$ — коэффициент надежности по назначению; $R_{1н}$, $R_{2н}$ — предел прочности и текучести материала труб; ξ — шаг текущей координаты, для которой печатается выходная информация для всех элементов.

Далее вводится информация о длинах конечных элементов, углах между ними и жесткостях опор (связей).

Выходная информация содержит распечатку исходных данных. Результаты расчета включают в себя значения изгибающих моментов, фибровых напряжений от изгиба, осевых продольных усилий и продольных напряжений, поперечных и продольных перемещений и трех составляющих реакций упругих опор — вертикальной, горизонтальной и угловой.

ГЛАВА 13

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ НАДЗЕМНЫХ ПЕРЕХОДОВ ТРУБОПРОВОДОВ

Экспериментальное определение критического температурного перепада

Обычно принято, что для определения так называемой критической температуры в эйлеровой постановке задачи устойчивости можно использовать классическое решение для сжатого стержня. Критическое усилие для сжатого стержня с шарнирным закреплением концов

$$P_{кр}=\pi^2 EI/l^2. \qquad (13.1)$$

Связь между усилием и температурой, считая концы стержня несмещаемыми, имеет вид

$$P=\alpha TEF. \qquad (13.2)$$

Отсюда температура нагрева, соответствующая потере устойчивости стержня с шарнирно-неподвижными опорами, равна

$$T_{кр}=\pi^2 i^2/(\alpha l^2). \qquad (13.3)$$

Здесь EI — минимальная жесткость сечения стержня при изгибе; l — длина стержня; P — сжимающее усилие; α — коэффициент линейного расширения материала; T — температура нагрева (разность между воздействующей температурой и температурой, при которой были исключены перемещения концов стержня); EF — жесткость сечения стержня при сжатии; $i=\sqrt{I/F}$ — минимальный радиус инерции сечения стержня.

Экспериментальные исследования, подтверждающие решение (13.3), в литературе не описаны. Отметим, что решение (13.1) получено из анализа дифференциальных уравнений в виде

$$EId^2y/dx^2=-Py \quad \text{или} \quad EI\alpha^4 y/dx^4=-Pd^2y/dx^2. \qquad (13.4)$$

Первое из уравнений (13.4) записано из условия равновесия всего стержня в целом при силе P, приложенной по его концам и направленной вдоль недеформированной оси, второе — из двух уравнений равновесия бесконечно-малого элемента стержня. В то же время воздействие температуры отличается от действия внешнего усилия, поэтому представляет интерес экспериментальное определение критической температуры.

Экспериментальное определение критической температуры, соответствующей потере устойчивости стержня в эйлеровой постановке

задачи, основывалось на использовании двух теоретических критериев устойчивости: начальных несовершенств и динамического. Использование метода начальных несовершенств для экспериментального определения критической силы было предложено Д. Саусвеллом и основывается на использовании уравнения

$$f=f_0\left[(P_{кр}/P)-1\right]^{-1}, \tag{13.5}$$

где f — стрелка дополнительного прогиба; f_0 — стрелка начального прогиба; $P_{кр}$ — критическая сила; P — действующая осевая сжимающая сила.

Использование динамического метода основывается на использовании зависимости частоты собственных колебаний стержня от осевой силы

$$\nu=\nu_0\sqrt{\left[1-(P/P_{кр})\right]},$$

где ν_0 — частота собственных колебаний стержня при отсутствии осевой силы.

Опыты проводились со стальным стержнем трубчатого сечения[1] с наружным диаметром 76 мм и толщиной стенки 2 мм. Расстояние между шарнирно-неподвижными опорами составляло 5000 мм. Нагревание стержня осуществлялось электрокаминами, установленными по всей его длине с обеих сторон. С целью получения более равномерного нагрева по длине и сечению трубы она была полностью заполнена водой. Измерение температуры проводилось термопарой в шести сечениях по длине стержня, причем во всех опытах разница температур по длине (между крайним и средним сечениями) не превышала 2° С. В расчет принималось среднее значение температурного перепада, т. е. разность между средней температурой стержня, при которой проводились измерения, и температурой, при которой закреплялось опорное сечение. Значения температурных перепадов для всех опытов приведено в столбце 2 табл. 13.1 и 13.2. Данные табл. 13.1 приведены по экспериментам, осуществляемым по методу начальных несовершенств, данные табл. 13.2 — по динамическому методу.

У обоих опорных сечений было установлено по два индикатора часового типа, по которым определялись осевые перемещения оси шарнира относительно опоры, и опоры относительно силового поля, к которому она прикреплена.

Суммарное значение осевых перемещений обоих концов (с учетом их знака) относительно начального положения (до воздействия температуры и внешней поперечной нагрузки) для всех опытов приведено в столбце 3 обеих таблиц.

---

[1] Эксперименты проведены на опытно-экспериментальной базе ВНИИСТа совместно с инж. Л. Н. Усс.

Таблица 13.1

Результаты опытов по определению критического усилия по методу начальных несовершенств

Номер опытов	$T=t_1-t_0$, °С	$u=u_l-u_0$, мм	f_0, мм	f_1, мм	P, кН	$P_{кр}$, кН
1	2	3	4	5	6	7
1	50	0,357	43,93	12,59	20,8	93,4
2	16	0,161	25,6	3,9	7,1	53,5
3	26	0,353	26,6	5,9	14	74,9
4	39	0,553	25,6	8,35	23,8	96,7
5	47	0,68	25,6	13,9	26,8	76,1

Таблица 13.2

Результаты опытов по определению критического усилия по динамическому методу

Номер опытов	$T=t_1-t_0$, °С	$u=u_l-u_0$, мм	ν_0, Гц	ν, Гц	P, кН	$P_{кр}$, кН
1	2	3	4	5	6	7
1	11	0,197	6	5,74	9,1	107,1
2	23	0,495	6	5,5	17,3	108,1
3	37	0,74	6	5,3	29	126,1

При определении критического усилия на основе использования критерия начальных несовершенств начальный изгиб стержня (до нагревания), осуществлялся за счет приложения дополнительной поперечной нагрузки в 10 сечениях по длине стержня. Интенсивность поперечной нагрузки (с учетом наличия воды в трубе) составила в экспериментах 4,6 и 2,54 Н/см. Как известно, решение для стержня при продольно-поперечном изгибе — при сочетании осевого усилия и равномерно-распределенной поперечной нагрузки, приводит к результату, близкому к (13.5).

Прогибы посредине пролета измерялись прогибомерами Максимова. Значения начального прогиба от поперечной нагрузки и дополнительного при воздействии температуры приведены соответственно в столбцах 4 и 5 табл. 13.1.

Определение в эксперименте непосредственно осевого сжимающего усилия с помощью динамометров сжатия или тензометров для стержня с неподвижными концами при воздействии температуры не представляется возможным, так как в первом случае существенно изменилась бы расчетная схема, а во втором — из-за отсутствия перемещений. В связи с этим это усилие определялось косвенно,

расчетным путем, с помощью известных нелинейных соотношений между деформацией и перемещением

$$\varepsilon_x=\frac{du}{dx}+\frac{1}{2}\left(\frac{dy}{dx}\right)^2=\alpha T-\frac{P}{EF}. \tag{13.6}$$

Интегрируя уравнение (13.6) по длине, задаваясь формой волны изгиба в виде синусоиды, находим связь между осевым усилием; температурой и перемещением

$$P=EF\left[\alpha T-(\pi^2 f_1^2/4l^2)-(u_e-u_0)/l\right]. \tag{13.7}$$

Здесь для нашего случая под f_1 понимается полный прогиб стержня ($f_1=f_0+f$), так как закрепление стержня на опорах (ограничение перемещений) в опытах осуществлялось до приложения поперечной нагрузки. Подсчитанные в соответствии с (13.7) значения осевого усилия приведены в столбце 6 табл. 13.1.

Как следует из (13.5), критическая сила

$$P_{кр}=P(1+f_0/f). \tag{13.8}$$

Подсчитанные в соответствии с (13.8) значения экспериментальной критической силы, полученные для стержня с шарнирно-неподвижными концами при воздействии температуры на основе критерия начальных несовершенств, приведены в столбце 7 табл. 13.1.

На графике рис. 13.1 в координатах $[(1+f_0/f)^{-1};\ P]$ точками показаны экспериментальные значения по данным столбцов 4—6 табл. 13.1. Как следует из (13.8), использование принятой системы координат позволяет определять критическую силу как тангенс угла наклона прямой, соединяющей начало координат и приведенную на графике точку, т. е. $\operatorname{tg}\varphi=P_{кр}$. Номера точек на графике соответствуют номерам опытов в табл. 13.1.

Для определения критической силы на основе динамического критерия устойчивости измерялась частота собственных колебаний ν_0 стержня с шарнирно-неподвижными опорами при отсутствии нагрева и частота собственных колебаний ν при различной температуре. Стержень — труба, как и ранее, были заполнены водой. Измерения проводились с помощью вибрографа Гейгера. Измеренные значения частот приведены в столбцах 4 и 5 табл. 13.2.

Значения осевого усилия, приведенные в столбце 6, подсчитаны, как и ранее, по формуле (13.7), в которой прогиб f_1, ввиду малости амплитуды колебания, принимался равным нулю.

Следует отметить, что основная частота собственных колебаний ν_0, определенная теоретически как для стержня с шарнирными опорами для данного опыта, равна 5,81 Гц и отличается всего на 3% от экспериментального значения (6 Гц). Это показывает, что конструктивно опоры достаточно хорошо обеспечивали шарнирное закрепление концов.

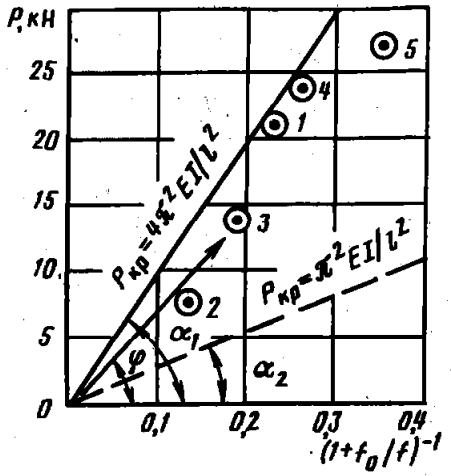


Рис. 13.1. Экспериментальные значения изменения прогиба при изменении усилия

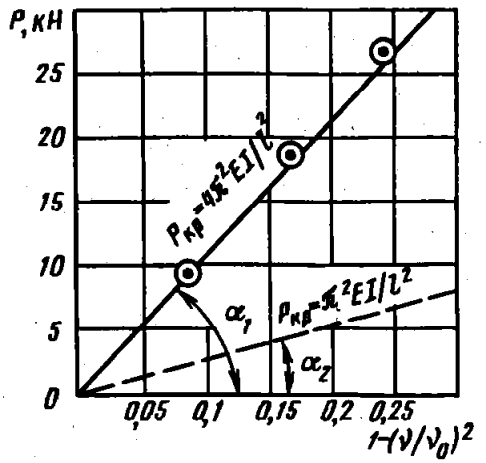


Рис. 13.2. Экспериментальные значения изменения частоты колебаний при изменении усилия

Как следует из (13.6), критическая сила определяется по формуле

$$P_{кр}=P/[1-(\nu/\nu_0)^2]. \qquad (13.9)$$

Подсчитанные в соответствии с (13.9) значения экспериментальной критической силы, полученные для стержня с шарнирно-неподвижными концами при воздействии температуры на основе динамического критерия устойчивости, приведены в столбце 7 табл. 13.2.

На графике рис. 13.2 в координатах $[1-(\nu/\nu_0)^2; P]$ показаны экспериментальные значения по данным столбцов 4—6 табл. 13.2. Как и ранее, критическую силу на графике определяет тангенс угла наклона прямой, соединяющей начало координат с приведенной на графике точкой. На рис. 13.1 и 13.2 приведены также прямые линии под углами α_1 и α_2 соответствующими критической силе $P_{кр}=4\pi^2EI/l^2$ (сплошная линия) и $P_{кр}=\pi^2EI/l^2$ (пунктирная линия). Анализ экспериментальных данных показывает, что для стержня с шарнирно-неподвижными опорами при его равномерном по длине нагреве критический температурный перепад существенно, примерно в 4 раза, больше критического температурного перепада, определенного по формуле (13.3) (пунктирная линия), исходя из полной эквивалентности воздействия температуры и соответствующей внешней силы. Из приведенных данных следует, что критический температурный перепад для стержня с шарнирно-неподвижными концами соответствует решению для сжатого внешней силой стержня с защемленными концами (сплошная линия).

Большой разброс экспериментальных точек, полученных при использовании метода начальных несовершенств, объясняется, по-видимому, наличием ряда неучтенных при обработке эксперимента начальных несовершенств: разности уровней обеих опор, составивших 10 мм, отличием фактической начальной и конечной форм изгиба от расчетной, использованием при выводе зависимости (13.7) прогиба от массы стержня и др.

Динамический метод менее чувствителен к начальным несовершенствам и дает более стабильные результаты во всех опытах.

Экспериментальные исследования показали, что при определении критического температурного перепада расчетным путем необходимо уточнить и дополнить уравнение равновесия стержня с тем, чтобы отражалась особенность температурного воздействия стержня с шарнирно-неподвижными концами.

Анализ упругой и упругопластической работы надземных переходов

В работе И. П. Петрова и В. В. Спиридонова отмечалось, что предельное состояние, т. е. несущая способность надземного напорного трубопровода, определяется условием равенства максимальных продольных напряжений пределу текучести металла. Экспериментальные исследования, проведенные во ВНИИСТе, показали, что и после превышения продольных напряжений предела текучести несущая способность надземного трубопровода не исчерпывается, т. е. можно допустить в процессе эксплуатации трубопровода упругопластические деформации металла.

Анализ упругой и упругопластической работы надземных переходов проводился на основе экспериментальных исследований, отражающих условия работы напорного трубопровода. Экспериментальные исследования проводились на моделях балочных переходов с защемленными концами пролетом 760 см из стальных труб размером 76 × 2 мм, характеризуемых пределом текучести, равным 347 МПа, временным сопротивлением 503 МПа и относительным удлинением металла труб при разрыве 21%.

Модели балочных переходов испытывались на действие поперечной нагрузки и внутреннего давления. Защемление концов моделей трубопровода исключало передачу усилия от давления на заглушку на расчетный пролет трубопровода. Перемещения трубопровода в опорном сечении контролировались индикаторами часового типа. Поперечная нагрузка прикладывалась с помощью одиночных грузов, равномерно распределенных по пролету. Закрепление трубопровода на опорах против продольных перемещений проводилось в некоторых экспериментах до приложения поперечной нагрузки, а в некоторых после, что нашло отражение при расчетах. Затем с помощью ручного гидравлического насоса через ресивер в трубопроводе создавалось внутреннее давление до 10 МПа этапами по 2,5 МПа и далее по 1 МПа. Давление фиксировалось образцовым манометром.

Прогибы трубопровода определялись в восьми точках по длине пролета прецизионным нивелиром. Деформации измерялись датчиками на бумажной и пленочной основах с базой 5 и 10 мм с помощью автоматического измерителя деформации АИ-1. Для определения больших деформаций в сеть активных и компенсационных датчиков вводилось, по мере надобности, дополнительное сопротивление,

которое тарировалось также на АИ-1. Датчики наклеивались у обеих опор, в трех сечениях на расстоянии 35, 95 и 145 мм от опоры и посередине пролета. В каждом сечении наклеивалось по восемь датчиков в продольном направлении и перпендикулярно к ним (по окружности). Датчики, расположенные по нижней и верхней образующим, дублировались.

В двух экспериментах загружение производилось до разрушения трубопровода. Разрыв трубы происходил по нижней образующей вне пролета между двумя опорами, закрепляющими один из концов трубопровода, при давлениях $p=27{,}2$ МПа $(q=4{,}72$ Н/см) и $p=27{,}4$ МПа $(q=3$ Н/см).

Для анализа экспериментальных данных получим теоретическое решение для надземного прямолинейного бескомпенсаторного перехода трубопровода с защемленными концами, при воздействии на него равномерно распределенной нагрузки температурного перепада и внутреннего давления. Переход рассматривается как балка трубчатого сечения, при этом принимаются обычные допущения теории балок: прогибы считаются малыми по сравнению с пролетом, не учитываются касательные и радиальные напряжения и деформирование контура поперечного сечения трубы.

Учитывая, что модель трубопровода выполнена из пластичной стали $(\sigma_т/\sigma_в=0{,}69,\ \delta_5=21\%)$, а деформации при нагружении не превышали 0,7%, условно принимаем зависимость напряжений от деформаций в виде диаграммы Прандтля.

Так как первые шарниры пластичности образуются в опорных сечениях, то для общности решения рассматривается балка с шарнирно-неподвижными опорами с фиктивным моментом M_0 на обоих концах. Следуя концепции (гипотезе) пластического шарнира, будем считать, что величина M_0 вплоть до образования полного пластического шарнира, определяется из условия, что угол поворота на опоре равен нулю, т. е. фиктивный момент равен моменту в защемленной балке $(M_0=M_{упр})$. При дальнейшем росте нагрузки момент в опорном сечении M_0 не изменяется и равен пластическому $(M_0=M_{пл})$.

Уравнение продольно-поперечного изгиба балки имеет вид

$$EI\frac{d^4v}{dx^4}+S\frac{d^2v}{dx^2}=q. \tag{13.10}$$

Принимая $EI=\text{const}$, $S=\text{const}$, дифференцируя (13.10) дважды по x, получаем

$$EI\frac{d^6v}{dx^6}+S\frac{d^4v}{dx^4}=0. \tag{13.11}$$

В зависимости от граничных условий используется либо уравнение (13.10) или (13.11).

Учитывая, что по концам балки приложены изгибающие моменты, а продольные усилия, обусловленные деформациями от повышения

температуры и внутреннего давления, имеют реактивный характер, граничные условия записываются в виде:

при $x=0,L$

$$v=0;\ \ d^2v/dx=-M_0/EI;\ \ d^3v/dx^3=\pm ql/2EI. \qquad (13.12)$$

Решение уравнения (13.10) при первых двух граничных условиях для начальной и конечной точек

$$\bar{v}=\frac{24\zeta_q}{\pi^2m^2}\left[(\operatorname{tg}\pi m\sin\pi m\xi+\cos\pi m\xi-1)\left(\frac{1}{\pi^2m^2}-\frac{\bar{M}}{\bar{M}_{\text{упр}}}\frac{\operatorname{tg}\pi m-\pi m}{\pi^2m^2\operatorname{tg}\pi m}\right)+\frac{\xi^2}{2}-\xi\right]. \qquad (13.13)$$

Решение уравнения (13.11) при использовании всех трех граничных условий для начальной и конечной точек

$$\bar{v}=\frac{24\zeta_q}{\pi^3m^3\operatorname{tg}\pi m}\left\{\frac{\cos\pi m(1-\xi)}{\cos\pi m}+\frac{\pi^2m^2}{2}\left[1-\frac{\bar{M}_0}{\bar{M}_{\text{упр}}}\left(1-\frac{\operatorname{tg}\pi m}{\pi m}\right)\right]\xi(\xi-2)-1\right\}, \qquad (13.14)$$

где $\bar{v}=v/i$ — прогиб, отнесенный к радиусу инерции сечения; $\zeta_q=f_q/i$ — отношение стрелки прогиба защемленной балки от равномерно-распределенной нагрузки к радиусу инерции $(f_q=qL^4/384EI)$; $\xi=2x/l$ — безразмерная текущая координата; $m^2=S/N_{\text{кр}}$ — отношение осевого сжимающего усилия к критической силе защемленного стержня $(N_{\text{кр}}=4\pi^2EI/L^2;\ \bar{M}_0=M_0/(\sigma_{\text{т}}W_{\text{пл}})$ — отношение внешнего (фиктивного) момента, приложенного к концам рассматриваемой балки, к пластическому моменту при изгибе ($\sigma_{\text{т}}$ — предел текучести металла труб; $W_{\text{пл}}$ — пластический момент сопротивления при изгибе); $\bar{M}_{\text{упр}}M_{\text{упр}}/(\sigma_{\text{т}}W_{\text{пл}})$ — отношение момента на опоре балки с защемленными концами к пластическому моменту при изгибе.

Отметим, что отношение $M_0/M_{\text{упр}}$ характеризует вид опор по концам балки: $M_0/M_{\text{упр}}=1$ — неподвижные опоры; $M_0/M_{\text{упр}}=0$ — шарнирные опоры; $0<M_0/M_{\text{упр}}<1$ — упругие опоры.

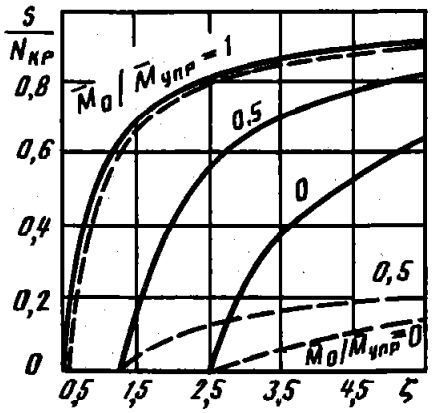
Из (13.13) и (13.14) получаем соответствующие прогибы посередине пролета $(\xi=1)$

$$\zeta=\frac{24\zeta_q}{\pi^2m^2}\left[\left(\frac{1}{\cos\pi m}-1\right)\left(\frac{1}{\pi^2m^2}-\frac{\bar{M}_0}{\bar{M}_{\text{упр}}}\frac{\operatorname{tg}\pi m-\pi m}{\pi^2m^2\operatorname{tg}\pi m}\right)-\frac{1}{2}\right]; \qquad (13.15)$$

$$\zeta=\frac{24\zeta_q}{\pi^3m^3\operatorname{tg}\pi m}\left\{\frac{1}{\cos\pi m}-1-\frac{\pi^2m^2}{2}\left[1-\frac{\bar{M}_0}{\bar{M}_{\text{упр}}}\frac{1-\operatorname{tg}\pi m}{\pi m}\right]\right\}. \qquad (13.16)$$

Графическое изображение зависимостей (13.15) и (13.16) для начальной стрелки прогиба от поперечной нагрузки $\zeta_q=0{,}5$ при различных отношениях $\bar{M}_0/\bar{M}_{\text{упр}}$ (соответственно сплошными и пунктирными линиями) приведено на рис. 13.3. При $\bar{M}_0/\bar{M}_{\text{упр}}=1$ решения (13.15) и (13.16) совпадают, т. е. для защемленного стержня известное решение и полученное нами решение из предположений об учете реактивного характера продольного усилия совпадают. Отметим, что

Рис. 13.3. Зависимость дополнительного прогиба от продольного усилия при различных соотношениях момента на опоре



при $m^2=1$ прогиб ζ стремится к бесконечности, т. е. критическое продольное усилие $S_{кр}=m^2N_{кр}=4\pi^2EI/L^2$ и соответствует критическому продольному усилию для защемленного стержня.

При $\bar{M}_0/\bar{M}_{упр}<1$ оба решения расходятся. Объясняется это разными критическими усилиями. Как следует из решения (13.15), независимо от жесткости упругих связей $(0<\bar{M}_0/\bar{M}_{упр}<1)$ при $m^2=0{,}25$ $\zeta\to\infty$, т. е. критическое продольное усилие равно $S_{кр}=m^2N_{кр}=\pi^2EI/L^2$ и соответствует критическому продольному усилию для стержня с шарнирными концами. Как следует из решения (13.16), $\zeta\to\infty$ только при $m^2=1$, при $m^2=0{,}25$ величина ζ имеет конечное значение независимо от отношения $\bar{M}_0/\bar{M}_{упр}$.

Отсюда следует, что если учитывать реактивный характер продольного усилия, обусловленного воздействием, то критическое продольное усилие для стержня с упругими угловыми связями любой жесткости, в том числе и при шарнирном и жестком закреплении концов, одинаково и равно критическому усилию стержня с защемленными концами, к которому приложены внешние сжимающие силы, т. е. $S_{кр}=4\pi^2EI/L^2$.

Опорный момент для защемленной балки определим из условия, что до образования пластического шарнира угол поворота на опоре равен нулю, т. е. $dv/dx=0$ при $x=0$, L. Из уравнения (13.14) находим

$$\bar{M}_{упр}=\frac{6\sqrt{2}}{\pi}\bar{N}_{кр}\zeta_q\frac{\operatorname{tg}\pi m-\pi m}{\pi^2m^2\operatorname{tg}\pi m}, \qquad (13.17)$$

где

$$\bar{N}_{кр}=4\pi^2EI/\sigma_тFL^2. \qquad (13.18)$$

Таким образом, если исходить из концепции пластического шарнира, то опорный момент при возрастании нагрузки и воздействий, вплоть до образования пластического шарнира $(\bar{M}_0\leqslant\bar{M}_{пл})$, определяется условием $\bar{M}_0=\bar{M}_{упр}$; при дальнейшем возрастании нагрузки опорный момент остается постоянным и равным пластическому моменту, соответствующему образованию пластического шарнира в рассматриваемом сечении.

В уравнениях (13.10) и (13.11) величина S является сжимающей силой в сечении трубопровода, возникающей от воздействия температуры и внутреннего давления. В отличие от усилия в стенках трубы будем ее называть эквивалентным сжимающим усилием. Эквивалентное сжимающее усилие в сечении напорного трубопровода

$$S=pF_{\text{св}}-N, \tag{13.19}$$

где $pF_{\text{св}}$ — произведение внутреннего давления и площади трубы в свету; N — усилие в стенках трубы от всех нагрузок и воздействий.

Продольное усилие определяется из условия продольного закрепления трубопровода на опорах и для рассматриваемого случая определяется из условия неподвижности опор

$$u_0=\int_0^{L/2}\frac{du}{dx}dx=\int_0^{L/2}\left(\frac{N}{EF}+\alpha\Delta t-\mu\frac{\sigma_{\text{кц}}}{E}\right)dx-\frac{1}{2}\int_0^{L/2}\left(\frac{dv}{dx}\right)^2dx=0, \tag{13.20}$$

где α — коэффициент линейного расширения материала; Δt — положительный температурный перепад; μ — коэффициент Пуассона; $\sigma_{\text{кц}}$ — кольцевые напряжения от внутреннего давления; v — прогиб балки от нагрузок и воздействий; EF — жесткость трубы при растяжении.

Для упрощения решения по определению продольного усилия аппроксимируем уравнение упругой линии балки функцией $\bar{v}=\zeta\sin^2\pi x/L$, в которой стрелка прогиба определяется по (13.16). Тогда из условия (13.20) получаем следующее уравнение:

$$m^2+\frac{\zeta^2}{16}=m_{pm}^2, \tag{13.21}$$

где

$$m^2=S/N_{\text{кр}};\quad m_{pm}^2=\left(\alpha\Delta tEF+0{,}2\sigma_{\text{кц}}F\right)/N_{\text{кр}}. \tag{13.22}$$

Уравнение (13.21) нелинейно относительно m^2, так как стрелка прогиба ζ, как следует из (13.16), также зависит от эквивалентного продольного усилия.

Продольное усилие, как следует из (13.19), принимая $pF_{\text{св}}\approx 0{,}5\sigma_{\text{кц}}F$, определяют по формуле

$$N=0{,}5\sigma_{\text{кц}}F-m^2N_{\text{кр}}, \tag{13.23}$$

где m^2 — определяется из решения уравнения (13.21).

Если не учитывать деформацию системы, т. е. пренебречь вторым слагаемым в левой части уравнения (13.21), то эквивалентное сжимающее усилие и продольное растягивающее усилие в стенках трубы при повышении температуры и внутреннего давления определяются по формулам:

$$S=\left(0{,}2\sigma_{\text{кц}}+\alpha\Delta tE\right)F; \tag{13.24}$$

$$N=\left(0{,}3\sigma_{\text{кц}}-\alpha\Delta tE\right)F. \tag{13.25}$$

Теперь необходимо найти соотношение между силовыми факторами — изгибающим моментом и продольным осевым усилием, соответствующими образованию пластического шарнира. Как указывалось ранее, в качестве расчетной схемы надземного перехода трубопровода принималась балка трубчатого сечения. Однако при этом необходимо учитывать наличие кольцевых напряжений от внутреннего давления. Расчет такой балки при двухосном напряженном состоянии можно свести к расчету обычной балки (при одноосном напряженном состоянии), материал которой имеет разные пределы текучести при сжатии и растяжении.

Пределы текучести в растянутой $\sigma_{т.р}$ и сжатой $\sigma_{т.с}$ зонах сечения можно связать с пределом текучести при одноосном растяжении $\sigma_т$ зависимостью:

$$\sigma_{т.р}=\sigma_т;\ \ \sigma_{т.с}=\psi\sigma_т, \tag{13.26}$$

где параметр ψ, являющийся функцией внутреннего давления (рис. 13.4), определяется из принятого условия пластичности Сен-Венана (сплошная линия) или Мизеса-Губера-Генки (пунктирная кривая).

$$\psi=1-\bar{\sigma}_{кр}\ \text{ или }\ \psi=\sqrt{1-0{,}75\bar{\sigma}^2_{кц}}-0{,}5\bar{\sigma}_{кц}, \tag{13.27}$$

где $\bar{\sigma}_{кц}=\sigma_{кц}/\sigma_т$ — безразмерное значение кольцевых напряжений.

Здесь при использовании условия Мизеса-Губера-Генки пренебрегаем превышением предела текучести в растянутой зоне сечения по сравнению с $\sigma_т$.

На рис. 13.5 изображена возможная эпюра распределения продольных напряжений, соответствующая образованию пластического шарнира. Угол γ, отсчитываемый от крайней фибры растянутой зоны, характеризует положение нейтрального слоя сечения. Из условия равенства внешних и внутренних сил записываем, что

$$N=2\sigma_т r\delta\int_0^{\gamma}d\varphi+2\psi\sigma_т r\delta\int_{\gamma}^{\pi/2}d\varphi; \tag{13.28}$$

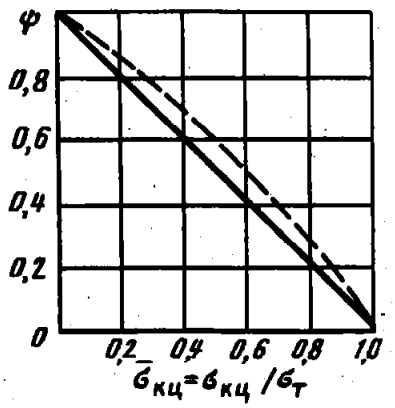


Рис. 13.4. Зависимость параметра ψ от относительных кольцевых напряжений

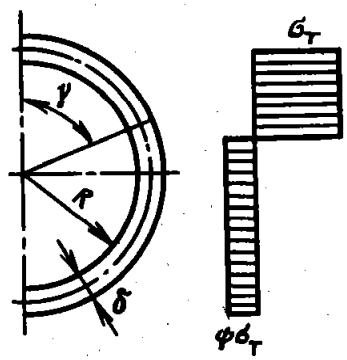


Рис. 13.5. Эпюра напряжений, соответствующая пластическому шарниру

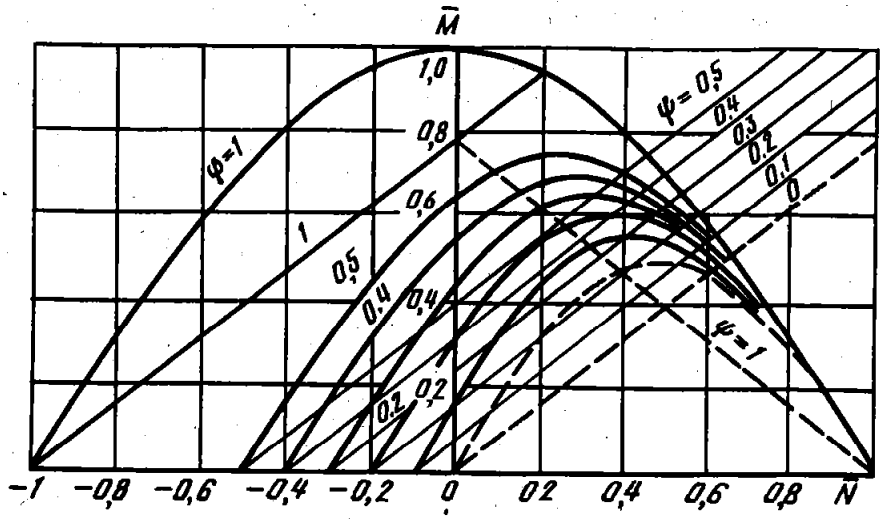


Рис. 13.6. Зависимость изгибающего момента от продольного усилия из условия образования пластического шарнира и текучести в крайней фибре

$$M = 2\sigma_т r^2 \delta \int_0^{\gamma} \cos\varphi d\varphi + 2\psi\sigma_т r^2 \delta \int_{\gamma}^{\pi/2} \cos\varphi d\varphi, \qquad (13.29)$$

где r — средний радиус трубы; δ — толщина стенки трубы.

Интегрируя и переходя к безразмерным параметрам, получаем значения искомого угла γ и изгибающего момента, соответствующего пластическому шарниру:

$$\gamma = \frac{\bar{N}+\psi}{1+\psi}\pi; \quad \bar{M}_{пл} = \frac{1+\psi}{2}\sin\gamma. \qquad (13.30)$$

В формуле (13.30) использованы следующие безразмерные параметры: $\bar{N} = N/\sigma_т F$, $\bar{M}_{пл} = M_{пл}/\sigma_т W_{пл}$, $W_{пл} = aW$, для тонкостенных труб $a = 4/\pi = 1{,}27$. Запишем также условие достижения текучести в крайней фибре соответственно растянутой и сжатой зон сечения

$$\frac{|M|}{W} + \frac{N}{F} = \sigma_т, \quad \frac{|M|}{W} - \frac{N}{F} = \psi\sigma_т, \qquad (13.31)$$

или в безразмерных параметрах

$$a|\bar{M}| + \bar{N} = 1, \quad a|\bar{M}| - \bar{N} = \psi. \qquad (13.32)$$

Графическое изображение соотношений (13.30) и (13.32) приведено на рис. 13.6. Сплошные прямые линии соответствуют появлению текучести в сжатой зоне, пунктирные прямые — в растянутой. Любая точка кривой соответствует предельному состоянию сечения трубы (шарниру пластичности), т. е. определяет для этого состояния соотношение между изгибающим моментом $\bar{M}$ продольным усилием $\bar{N}$ (положительным при растяжении) и параметром внутреннего давления ψ. Для точек внутри кривой рас-

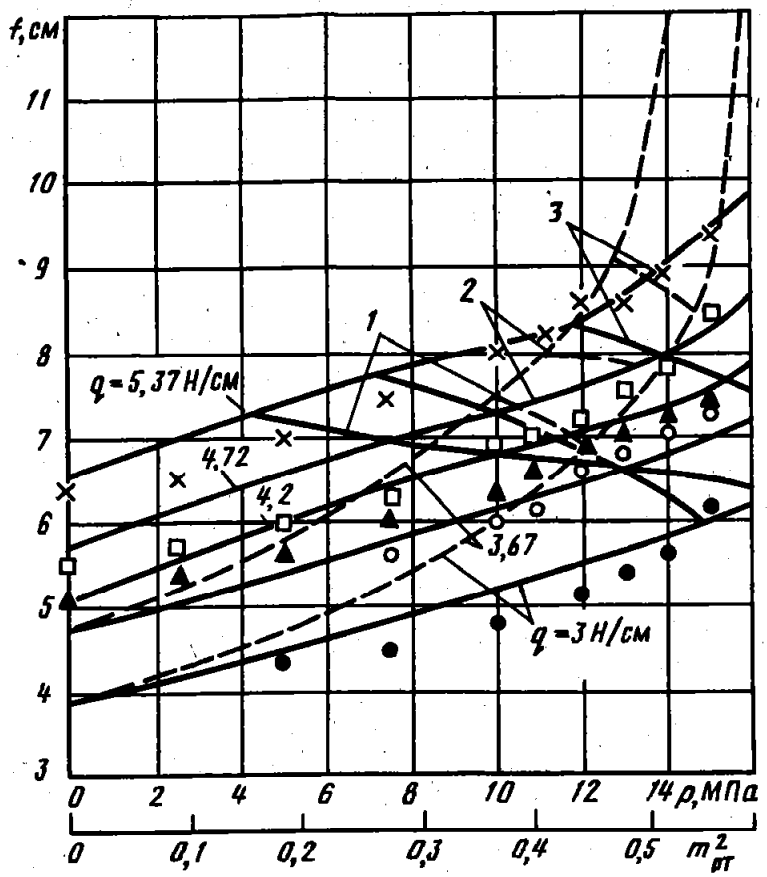


Рис. 13.7. Зависимость прогиба посредине пролета от внутреннего давления при различной поперечной нагрузке:
1 — фибровая текучесть в сжатой зоне; *2* — фибровая текучесть в растянутой зоне; *3* — образование полного пластического шарнира

пределение напряжений в сечении будет либо упругим, либо упруго-пластическим в зависимости от того, лежат ли они ниже или выше прямых, характеризующих появление текучести в крайних волокнах сечения.

Перейдем теперь к анализу экспериментальных данных. На рис. 13.7 приведены значения прогибов посередине пролета модели подземного перехода трубопровода при различном внутреннем давлении продукта. Для каждого из экспериментов поперечная нагрузка q составляла: 3; 3,67; 4,2; 4,72 и 5,37 Н/см. Здесь же приведены для соответствующих поперечных нагрузок расчетные кривые, полученные по формулам (13.15) и (13.16). Сплошные линии соответствуют «деформационному» расчету, т. е. с учетом влияния перемещений на продольное усилие по (13.21), пунктирные — «недеформационному», т. е. при постоянном продольном усилии, определяемом по (13.24). «Деформационный» расчет был выполнен на ЭВМ по следующему алгоритму. Исходя из значений поперечной нагрузки и внутреннего давления, определялись ζ_q, m^2_{pm} и ψ. Далее, принимая в (13.15) или

(13.16) $\bar{M}_0/M_{упр}=1$, т. е. предполагая, что не произошло образование пластического шарнира, из уравнения (13.21) с использованием (13.22) методом последовательных приближений определялся параметр m^2, затем $\bar{N}$ (13.23), $\bar{M}_{пл}$ (13.30) и $\bar{M}_{упр}$ (13.17). Если условие $\bar{M}_{пл}\geqslant\bar{M}_{упр}$ выполнялось, то полученная величина m^2 являлась искомой. Если $\bar{M}_{пл}<\bar{M}_{упр}$, то все решения выполнялись в соответствии с действительным их отношением. Кроме того, из условий (13.23) и $\bar{M}_{упр}/\bar{M}_{пл}=1$ определялись давления, соответствующие началу текучести в растянутой и сжатой зонах и образованию полного пластического шарнира в опорном сечении.

Результаты эксперимента показывают, что, начиная с момента появления пластических деформаций в крайнем волокне сечения вплоть до образования полного пластического шарнира на опорах, продольные и кольцевые деформации, а также поперечные перемещения (прогибы) продолжают быть одного порядка с упругими (не наблюдается значительного нарастания). После образования полного пластического шарнира на опорах также не происходит резкого увеличения прогибов. Деформации поперечного сечения трубы после образования пластического шарнира незначительны, изменение поперечного размера составляет 0,4—0,7%.

Таким образом, полученное решение для упругой и упруго-пластической работы металла труб достаточно хорошо согласуется с результатами экспериментов, что показывает приемлемость принятых допущений и гипотез. Результаты проведенных исследований отражены в нормах проектирования магистральных трубопроводов (СНиП 2.05.06—85) и используются в практике проектирования.

В СНиП 2.05.06—85 условие образования полного пластического шарнира в сечении трубы записано с заменой предела текучести металла труб $\sigma_т$ на его расчетное сопротивление R_2

$$\sigma_{пр\,N}\leqslant\psi_4 R_2;$$

$$\sigma_{пр\,M}\leqslant 0{,}635R_2(1+\psi_4)\sin\frac{\sigma_{пр\,N}+\psi_4 R_2}{(1+\psi_4)R_2}\pi,$$

где

$$\psi_4=\sqrt{1-0{,}75\left(\frac{\sigma_{кц}}{R_2}\right)^2}-0{,}5\frac{\sigma_{кц}}{R_2}. \qquad (13.33)$$

Если $\sigma_{пр\,N}>0$, то в формулах принимается $\psi_4=1$.

Расчет по этим формулам выполняют только для балочных систем надземной прокладки, являющихся статически неопределимыми системами, при отсутствии динамических напряжений. Для других схем надземной прокладки расчет выполняют из условия достижения текучести в крайнем волокне сечения

$$\sigma_{пр}\leqslant\psi_4 R_2. \qquad (13.34)$$

Влияние изменения нагрузок и воздействий на несущую способность трубопровода при пластических деформациях

При эксплуатации трубопровода может происходить изменение нагрузок и воздействий как по величине, так и по знаку, поэтому при определении его несущей способности следует исходить также из условия исключения возможности накопления пластических деформаций и пластической усталости в какой-либо зоне сечения. В связи с этим в нормах указано, что условие образования пластического шарнира как предельного состояния, принимается только для статически неопределимых систем.

Определим предельное состояние для сечения статически определимой системы из условий, исключающих накопление пластической деформации и пластическую усталость металла. Расчет трубопровода при двухосном напряженном состоянии сводим к расчету балки при одноосном напряженном состоянии, материал которой имеет разные пределы текучести при сжатии и растяжении. Эти пределы текучести определяются в зависимости от внутреннего давления по формуле (13.26).

Приведенные на рис. 13.8 эпюры напряжений иллюстрируют возможность накопления продольных пластических деформаций в сечении напорного трубопровода. Если после образования полного пластического шарнира (рис. 13.8, *а*) происходит разгрузка трубопровода, то эпюра напряжений от разгрузки $\sigma_{раз}$ изменяется по линейному закону по высоте сечения (рис. 13.8, *б*), причем для статически определимой системы соответствующие этой эпюре внутренний момент и продольное усилие равны по величине и противоположны по знаку моменту и продольной силе при первоначальном нагружении. В результате суммирования обеих эпюр (рис. 13.8, *в*) для части сечения между нейтральными осями суммарные напряжения превышают предел текучести, т. е. при повторных нагружениях в этой зоне сечения происходит накопление пластических деформаций.

Согласно теореме Блейха-Мелана при любом изменении усилий сечение приспосабливается, т. е. не происходит неограниченного накопления пластических деформаций (прогрессивного разрушения), если для каждой точки сечения сумма остаточных и упругих повторных напряжений от любого возможного сочетания внешних нагрузок (при

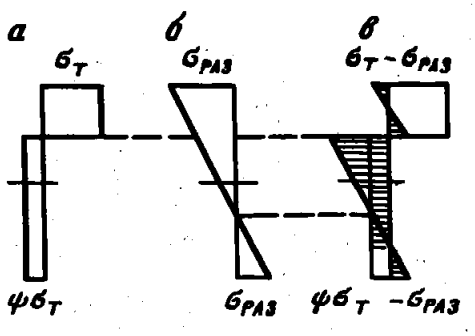


Рис. 13.8. Эпюры напряжений в сечении трубопровода:
1 — зона накопления пластических деформаций

неограниченной упругости материала) не превышает предела текучести материала. Это условие для точки, как показано Б. И. Любаровым, можно свести к интегральным условиям для всего сечения в целом.

$$\bar{M}_{\text{пост}}+\bar{M}_{\text{ост}}+\bar{M}_{\text{уп. ог}}=\bar{M}_{\text{пр}},\quad \bar{N}_{\text{пост}}+\bar{N}_{\text{ост}}+\bar{N}_{\text{уп. ог}}=\bar{N}_{\text{пр}}, \qquad (13.35)$$

где $\bar{M}_{\text{пост}}$ и $\bar{N}_{\text{пост}}$ — постоянно действующие изгибающий момент и продольное усилие; $\bar{M}_{\text{ост}}$ и $\bar{N}_{\text{ост}}$ — момент и усилие, к которым сводится эпюра остаточных напряжений; $\bar{M}_{\text{упр ог}}$ и $\bar{N}_{\text{уп. ог}}$ — момент и усилие, к которым сводится огибающая эпюра напряжений, полученная от любого возможного сочетания внешних нагрузок при неограниченной упругости материала; $\bar{M}_{\text{пр}}$ и $\bar{N}_{\text{пр}}$ — момент и усилие, к которым сводится эпюра продольных напряжений, соответствующая образованию полного пластического шарнира в сечении.

Условие (13.35) записано в безразмерных параметрах, выражающих отношение соответствующих моментов и усилий к пластическому моменту и пластическому усилию соответственно только при изгибе или растяжении, например $\bar{M}_{\text{ост}}=M_{\text{ост}}/(\sigma_{\text{т}}W_{\text{пл}})$, $\bar{N}_{\text{ост}}=N_{\text{ост}}/(\sigma_{\text{т}}F)$. Здесь $W_{\text{пл}}$ — пластический момент сопротивления, для тонкостенных труб $W_{\text{пл}}=4W/\pi$; W — упругий момент сопротивления; F — площадь сечения стенок трубы.

Значения $\bar{M}_{\text{пр}}$ и $\bar{N}_{\text{пр}}$ определяются по формулам:

$$\bar{M}_{\text{пр}}=\frac{1+\psi}{2}\sin\gamma;\quad \bar{N}_{\text{пр}}=\frac{1+\psi}{\pi}\gamma-\psi, \qquad (13.36)$$

где γ — угол, отсчитываемый от крайнего растянутого волокна сечения и характеризующий положение нейтральной оси сечения при образовании пластического шарнира.

Зависимость между $\bar{M}_{\text{пр}}$ и $\bar{N}_{\text{пр}}$ как следует из (13.36), имеет вид

$$\Phi=\bar{M}_{\text{пр}}-\frac{1+\psi}{2}\sin\frac{\bar{N}_{\text{пр}}+\psi}{1+\psi}\pi=0 \qquad (13.37)$$

и изображена на рис. 13.9 и 13.10 сплошными кривыми.

Для определения $M_{\text{уп. ог}}$ и $N_{\text{уп. ог}}$ строим огибающую эпюру упругих напряжений (рис. 13.11). Напряжения σ_M и σ_N от переменных усилий M и N определяют исходя из предположения о неограниченной упругости материала.

На рис. 13.11 построены огибающие эпюры, соответственно для двух случаев $N>0$ и $N<0$. При $N>0$ в растянутой зоне сечения напряжения от продольного усилия $\sigma_N=N/F$ и момента $\sigma_M=M/W$ суммируются, в сжатой зоне огибающая эпюра состоит только из напряжений от момента; при $N<0$, наоборот, в растянутой зоне огибающая эпюра состоит только из напряжений от момента, а в сжатой зоне — из суммы напряжений от продольной силы и момента. Положение же нейтральной оси пока неизвестно и определяется искомым углом $\gamma_{\text{ог}}$.

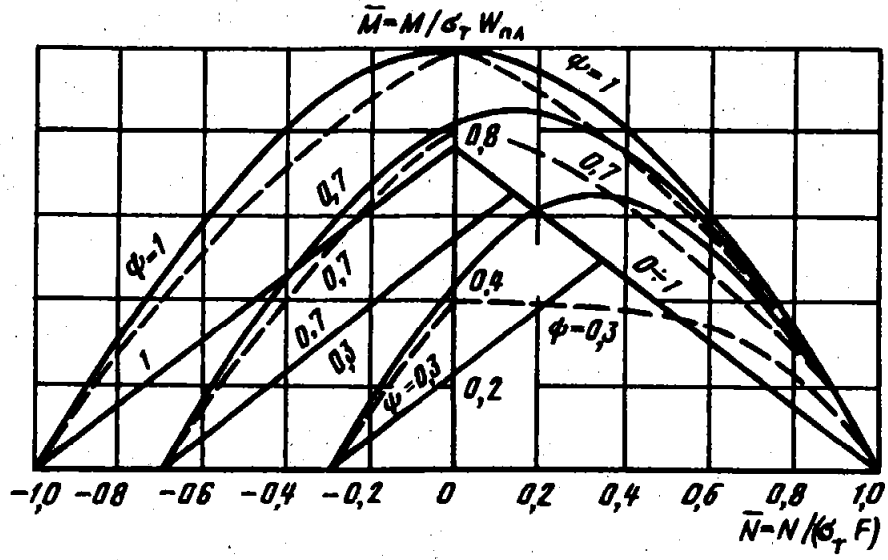


Рис. 13.9. Зависимость изгибающего момента от продольного усилия из условия приспособляемости сечения

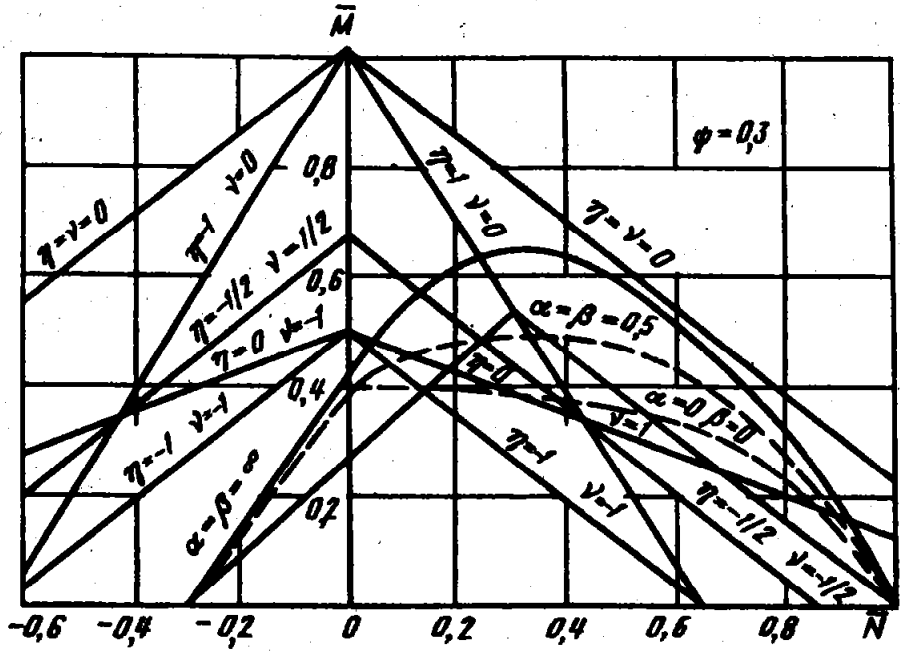


Рис. 13.10. Зависимость изгибающего момента от продольного усилия из условия пластической усталости сечения

На основании построенных огибающих эпюр напряжений получаем значения $M_{\text{уп. ог}}$ и $N_{\text{уп. ог}}$. Например, для эпюры рис. 13.11

$$N_{\text{уп. ог}}=2\left[\int_0^{\gamma_{\text{ог}}}\sigma_N r\delta d\varphi-\int_{\gamma_{\text{ог}}}^{\pi/2}\sigma_{\text{м}}\cos\varphi r\delta d\varphi\right]; \qquad (13.38)$$

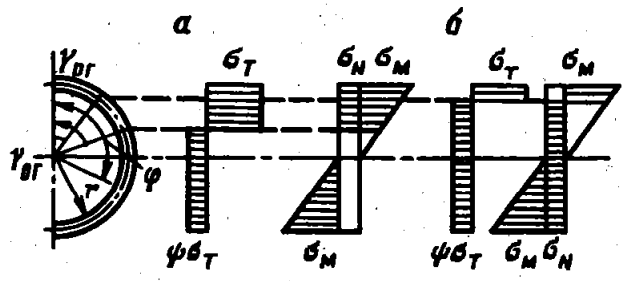


Рис. 13.11. Огибающие эпюры упругих напряжений при растягивающих (*а*) и сжимающих (*б*) продольных усилиях

$$M_{\text{уп. ог}}=2\left[\int_0^{\gamma_{or}}\sigma_M r^2\delta\cos\varphi d\varphi+\frac{M}{2}-\int_{\gamma_{or}}^{\pi/2}\sigma_M\cos^2\varphi r^2\delta d\varphi\right], \qquad (13.39)$$

где r, δ — соответственно радиус и толщина стенки трубы.

Интегрируя и переходя к безразмерным параметрам, получаем значения $N_{\text{уп. ог}}$ и $M_{\text{уп. ог}}$ в функции от $\gamma_{\text{ог}}$, которые подставляем в выражение (13.35).

Согласно теореме о приспособляемости Блейха-Мелана, следует подобрать самое невыгодное сочетание усилий, определяемое параметром γ из условия достижения максимума функции $\Phi(\bar{N}, \bar{M})$, т. е. из усилия $d\Phi/d\gamma_{\text{ог}}=0$, которое с учетом (13.37) имеет вид

$$\frac{d\Phi}{d\gamma_{\text{ог}}}=\frac{d\bar{M}_{\text{пр}}}{d\gamma_{\text{ог}}}-\frac{\pi}{2}\left(\cos\frac{\bar{N}_{\text{пр}}+\psi}{1+\psi}\pi\right)\frac{d\bar{N}_{\text{пр}}}{d\gamma_{\text{ог}}}=0. \qquad (13.40)$$

Учитывая, что для статически определимых систем остаточные напряжения самоуравновешены: $M_{\text{ост}}=0$, $N_{\text{ост}}=0$, и подставляя в (13.40) значения производных, найденных из (13.36), получаем

$$\gamma_{\text{ог}}=\frac{\bar{N}_{\text{пр}}+\psi}{1+\psi}\pi=\gamma, \qquad (13.41)$$

т. е. самой невыгодной эпюрой огибающих напряжений будет такая эпюра, когда на участке, где при однократном нагружении достигается предел текучести металла на растяжение $\sigma_т$ принимаются положительные напряжения от любого возможного сочетания внешних нагрузок, а на участке, где достигается предел текучести на сжатие $\psi\sigma_т$, отрицательные напряжения.

Учитывая (13.41) и вводя безразмерные параметры $\alpha=\bar{N}_{\text{пос}}/N$, $\beta=\bar{M}_{\text{пос}}/M$, условия приспособляемости (13.35) для статически определимой балки

при $\bar{N}>0$

$$(\alpha+\gamma)\bar{N}-\frac{4}{\pi}(1-\sin\gamma)\bar{M}=(1+\psi)\gamma-\psi\pi;$$

$$\bar{N}\sin\gamma+\left(2\beta+\frac{2\gamma}{\pi}+\frac{\sin 2\gamma}{\pi}+1\right)\bar{M}=(1+\psi)\sin\gamma; \qquad (13.42)$$

при $\bar{N}<0$

$$(\alpha+\pi-\gamma)\bar{N}-\frac{4}{\pi}(1-\sin\gamma)\bar{M}=(1+\psi)\gamma-\psi\pi;$$
$$\bar{N}\sin\gamma+\left(2\beta+\frac{2\gamma}{\pi}+\frac{\sin 2\gamma}{\pi}+1\right)\bar{M}=(1+\psi)\sin\gamma. \tag{13.43}$$

Решая системы уравнений (13.42) и (13.43), записанные в параметрической форме (параметр γ), находим значения усилий $\bar{N}$ и $\bar{M}$, которые могут многократно повторяться в любой последовательности, не приводя к накоплению пластических деформаций в какой-либо зоне сечения. На графике рис. 13.9 пунктирные кривые линии изображают графическое решение систем уравнений (13.42) и (13.43) для значений $\psi=1$; 0,7 и 0,3 при α и β, равных нулю, т. е. эти кривые определяют область тех значений $\bar{N}$ и $\bar{M}$, многократное повторение которых не вызывает прогрессивного разрушения. Для сравнения здесь же приведены прямые, определяющие область упругой работы сечения. На графике же рис. 13.10 для значения $\psi=0{,}3$ приведено также решение для случая $\alpha=0{,}5$ $\beta=0{,}5$ и $\alpha=\beta=\infty$. Как видно из графиков и из анализа полученных решений, с уменьшением значения ψ влияние повторности нагружения на несущую способность сечения возрастает, предельный момент, полученный из условия приспособляемости сечения, для всех значений ψ достигает максимума при $\bar{N}=0$, тогда как предельный момент при однократном нагружении достигает максимума при $\bar{N}=\psi$. Наибольшее снижение несущей способности сечения при многократных нагружениях наблюдается для $\bar{N}>0$ при средних значениях $\bar{N}$ и достигает максимума при $\bar{N}=\psi$. Так, например, при $\psi=0{,}3$; $0{,}2<\bar{N}<0{,}55$ предельный момент, полученный из условия приспособляемости, оказывается меньше момента, полученного из условия упругости, т. е. для этого случая при многократных нагружениях нельзя допускать никаких пластических деформаций. Небольшое снижение несущей способности для значений $\psi<1$ при повторных нагружениях наблюдается даже при одном только изгибе ($\bar{N}=0$). При $\bar{N}<0$ для всех значений ψ повторность нагружения весьма мало сказывается на несущей способности трубы. При центральном растяжении—сжатии ($\bar{M}=0$) повторность нагружения при всех значениях ψ не оказывает влияние на несущую способность трубы.

Для трубопровода, кроме изменения нагрузок и воздействий в процессе эксплуатации по величине (многократное нагружение) возможно изменение некоторых нагрузок и воздействий по знаку (например, температурный перепад), т. е. может иметь место повторно-переменное нагружение. В этом случае разрушение может произойти от переменной текучести материала (пластическая усталость), если при упругой разгрузке в какой-либо зоне сечения напряжения достигают предела текучести противоположного знака. Для трубчатого

сечения при наличии внутреннего давления условие, гарантирующее трубу от разрушения из-за пластической усталости, имеет вид

$$\left|\frac{4}{\pi}(1-\nu)\bar{M}\pm(1-\eta)\bar{N}\right|\leqslant 1+\psi, \qquad (13.44)$$

где η и ν — соответственно отношения минимальных значений сил и моментов к их максимальным значениям.

Построенный на основании (13.44) для случая $\psi=0{,}3$ график (см. рис. 13.10) показывает, что наибольшее снижение несущей способности в результате пластической усталости имеет место при симметричном цикле изменения усилий ($\eta=-1$, $\nu=-1$). Как видно из графика, предельная несущая способность при малых значениях $\bar{N}$ определяется условием прогрессивного разрушения вследствие накопления пластических деформаций, при больших значениях $\bar{N}$ — условием пластической усталости. Когда усилия, изменяясь, не меняют знака, условие (13.44) дает значения предельных усилий большее, чем значение предельных усилий при однократном нагружении и, следовательно, разрушение вследствие пластической усталости при многократном нагружении не может иметь место.

Таким образом, при изменении в процессе эксплуатации нагрузок и воздействий в узких пределах несущая способность сечения определяется условием прогрессивного разрушения (13.42) и (13.43), а при изменении нагрузки в широких пределах, включая перемену знака,— условием пластической усталости (13.44), в промежуточных случаях — минимальным значением $\bar{N}$ и $\bar{M}$, определяемых из обоих условий.

ГЛАВА 14

ВОПРОСЫ ОПТИМИЗАЦИИ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ ПРИ ОГРАНИЧЕНИЯХ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

Оптимизация балластировки и закрепления трубопровода

Описанные ранее методы и программы расчета предназначены для проверки прочности, устойчивости и деформативности запроектированной конструкции трубопровода. Это означает, что выбрав предварительно толщину стенки трубы и отводов, минимальные радиусы упругого изгиба, исходя из направления трассы, минимальной глубины заложения трубы и прочих условий, проектируется план и профиль трубопровода. Далее, в зависимости от уровня обводнения трассы и характеристик грунтов под трубопроводом, определяется характер балластировки или закрепления трубопровода. Назначается также шаг грузов или анкеров на каждом конкретном участке. Эти

характеристики участка трубопровода, включая нагрузки и воздействия, а также граничные условия по концам используются в качестве входной информации в описанных ранее программах расчета. В результате расчета определяются напряженно-деформированные состояния трубопровода и производится проверка выполнения предельных состояний. В случае выполнения всех предельных состояний возможно некоторое уменьшение выбранных расчетных параметров, в некоторых случаях радиусов упругого изгиба, шага грузов или анкеров, глубины заложения (в пределах минимально-допустимой), а иногда и толщины стенки труб или отводов. Таким образом, методом вариантного проектирования с выполнением расчета для каждого варианта определяется рациональное конструктивное решение, удовлетворяющее предельным состояниям.

Метод вариантного проектирования обладает рядом недостатков, так как во-первых, нет алгоритма поиска рационального решения, а во-вторых, для каждого варианта расчета требуется подготовка и ввод новой исходной информации. Поэтому разработка методов оптимизации является актуальной задачей, позволяющей не только уменьшить затраты, связанные с расчетом, но и получить более экономичное решение.

Одной из локальных задач оптимизации является задача выбора балластировки и закрепления трубопровода, прокладываемых на обводненных и заболоченных участках трассы. Эта задача, в зависимости от метода учета взаимодействия трубопровода со связями (распределенными или сосредоточенными), формулируется соответственно в виде нахождения интенсивности балластировки или закрепления по отдельным участкам или шага анкеров. При шаге анкеров до 5—7 диаметров трубы их можно рассматривать как распределенные связи, при большем шаге — как сосредоточенные. Причем в обоих случаях учитывается податливость анкеров.

Выбор оптимального количества грузов или анкеров и их размещение должен обеспечить минимум затрат и выполнение требований по предельным состояниям. В этой задаче считается, что профиль трубопровода задан и в общем случае имеется решение, т. е. возможно назначить такую балластировку, что конструкция будет удовлетворять всем предельным состояниям.

В существующих программах оптимизации балластировки и закрепления трубопровода, разработанных институтом кибернетики АН УССР, Южниигипрогазом и ВНИИСТом, перед началом процесса оптимизации проводится предварительная проверка выполнения ряда предельных состояний для заданного конструктивного решения. Эта проверка выполняется для тех параметров конструктивных решений, которые в малой степени зависят от балластировки. Так, например, если на каком-либо участке толщина стенки недостаточна только из условия восприятия внутреннего давления, или начальная кривизна (при укладке) больше допустимой, то расчет по определению балластировки не выполняется, а на печать выдается соответствующая

информация. Так как задача определения напряженно-деформируемого состояния трубопровода решается методом конечного элемента, то в результате решения задачи оптимизации балластировки определяется значение интенсивности закрепления на каждом из элементов проектируемого участка. На втором этапе осуществляется выбор проектного закрепления на основе анализа решения задачи оптимального закрепления трубопровода.

Рассмотрим математическую постановку задачи выбора оптимального закрепления магистрального трубопровода. Пусть $\delta(x)$ — кусочно-непрерывная (с конечным числом разрывов) функция, описывающая интенсивность закрепления на проектируемом участке $[0, L]$ и пусть D_x — стоимость затрат на закрепление единицы длины трубопровода единичной нагрузкой в точке x. Тогда функционал затрат на закрепление трубопровода можно записать в виде

$$C = \int_0^L D(x)\,\delta(x)\,dx. \tag{14.1}$$

Обозначим через $G(x)$ замкнутую область допустимых значений. Тогда требуется найти кусочно-непрерывную функцию $\delta^*(x)$, минимизирующую функционал (14.1) при соответствующих ограничениях, связанных с предельными состояниями по устойчивости положения (против всплытия), прочности, деформативности и общей продольной устойчивости. Ограничения используются в виде вектора невязок между расчетными параметрами напряженно-деформируемого состояния и предельно допустимыми. Кроме того, используется одно технологическое ограничение, связанное с максимально допустимой интенсивностью балластировки (минимальный шаг грузов определенной конструкции).

В общем виде эта задача является экстремальной задачей математического программирования. Эту задачу можно свести к задаче нелинейного программирования, если разбить проектируемый участок $[0, L]$ на n элементов таким образом, что на каждом элементе функция $\delta(x)$ считалась постоянной. Это тем более оправдано, что для вычисления ограничений используется программа, основанная на методе конечных элементов.

В дискретном виде задача записывается следующим образом:

$$f_0(z^*) = \min_z f_0(z) = \min_z \sum_{i=1}^{n} l_i z_i \tag{14.2}$$

при ограничениях

$$f_j(z) \geq 0;\ j = 1, 2, \ldots, m; \tag{14.3}$$

$$0 < z_i < a,$$

где $f_0(z)$ — суммарная балластировка; l_i — длина i-го участка; $i = 1, 2, \ldots, n$; z_i — интенсивность балластировки на i-м участке; $f_j(z)$

— вектор невязок по ограничениям; $j=1, 2, ..., m$ — число ограничений; a — максимально допустимая интенсивность закрепления.

В математическом плане рассматриваемая задача относится к классу нелинейного программирования с линейной целевой функцией и нелинейными ограничениями, аналитический вид которых неизвестен. Ограничения могут быть вычислены только алгоритмически. Для этой цели используется программа «ПРУТ».

Для решения данной задачи, выполненной институтом кибернетики Академии наук УССР (ИК АН УССР) (В. В. Михалевич, А. А. Бакаев, Г. Б. Олеярш, Д. С. Иванина) используется метод, основанный на идеях стохастических квазиградиентов, с привлечением эвристических процедур. Программное обеспечение рассматриваемой задачи реализовано в виде проблемно-ориентированного пакета программ. Предлагаемый пакет программ «ПРОЗА» является средством для автоматизированного проектирования балластировки. Опытно-промышленная эксплуатация программы показала, что за счет применения оптимизационных методов можно снизить расход железобетонных грузов на 7—20%.

В предыдущей задаче сопротивление перемещению трубы вверх за счет балластировки рассматривалось как распределенная нагрузка. При закреплении трубопровода анкерами при шаге анкеров более 5—7 диаметров трубы в качестве расчетной модели анкера следует принимать сосредоточенную одностороннюю связь с нелинейной характеристикой. В связи с этим меняется методика оценки напряженно-деформированного состояния. Эта оценка напряженно-деформированного состояния трубопровода в общем случае может быть выполнена только алгоритмически. Следовательно и вектор невязок, т. е. разница между фактическими параметрами, характеризующими напряженно-деформируемое состояние, и предельно-допустимыми вычисляется только алгоритмически.

В данной задаче считается, что известен (фиксирован) профиль подземного трубопровода, известны тип анкера (по конструкции) и характеристики грунтов по длине рассчитываемого участка. Это означает, что при установке анкера на определенном участке известна предельная удерживающая способность грунтового анкера и характеристика его работы (диаграмма «удерживающая способность — перемещение»).

Оптимизационная задача формулируется в следующем виде:

$$\varphi(x)=\min_j f_j(x)\to\max,\ 1\leqslant j\leqslant m,$$

$$f_j(x)\geqslant 0,\quad (\alpha, x)=\sum_{i=0}^{n} x_i=\alpha,\ x\geqslant d, \tag{14.4}$$

где $f_j(x)$ — вектор невязок, характеризующий напряженно-деформируемое состояние; x_i — расстояние между i-м и $(i+1)$ анкерами; d — вектор минимально допустимых расстояний между анкерными устройствами.

В математическом плане задача (14.4) относится к классу задач нелинейного программирования с нелинейной целевой функцией. Для решения этой задачи используется модифицированный метод, основанный также на идеях метода стохастических квазиградиентов. В качестве начального приближения выбирается равномерная расстановка анкеров и рассматривается следующий итерационный процесс:

$$x^{s+1} = \pi_s(x^s + \rho_s g^s(x^s)), \quad s = 0, 1, 2 \ldots, \tag{14.5}$$

где x^s — вектор, являющийся приближением к решению на s итерации; π_s — оператор проектирования; ρ_s — шаг, $g^s(x^s)$ — вектор случайного направления.

Решение этой задачи выполнено в ИК АН УССР с участием ВНИИСТа и Южниигипрогаза. Для практического пользования составлена программа «АНОП», которая позволяет при фиксированном профиле трубопровода и всех заданных характеристиках, определяющих напряженно-деформируемое состояние трубопровода, определять расстояние между анкерами по длине рассчитываемого участка. Опытно-промышленная эксплуатация программы показала, что ее использование позволяет на 5—15% уменьшить общее число анкеров по сравнению с методами вариантного проектирования. Данная программа может быть также использована для определения так называемого «оптимального пролета». Под оптимальным пролетом понимается то расстояние между анкерами, имеющими неограниченную предельную удерживающую способность, при котором выполняются предельные состояния только для трубопровода, имеющего заданное очертание, нагрузки и воздействия и физико-механические характеристики трубы. При этом программно определяется нагрузка на анкере, что позволяет выбрать соответствующий тип анкера, обеспечивающий при известных характеристиках грунта, в которой находятся лопасти анкера, его предельную удерживающую способность. Опытно-промышленная эксплуатация программы показала, что из условия прочности трубопровода, «оптимальный пролет» составляет 20—30 диаметров трубы, при нагрузках на анкерное устройство 300—600 кН (в зависимости от очертания оси трубопровода и характеристик материала трубы).

Оптимизация профиля линейной части трубопровода с учетом балластировки

При проектировании линейной части трубопровода основной задачей является выбор профиля трубопровода и балластировки отдельных его участков. Под выбором профиля трубопровода понимается назначение очертания дна траншеи таким образом, чтобы обеспечить возможность укладки трубопровода в соответствии с этим очертанием за счет упругого изгиба трубопровода под действием его массы или с учетом дополнительной пригрузки и за счет

установки предварительно изготовленных отводов. При этом в трубопроводе возникают, в основном, изгибные напряжения, которые необходимо учитывать при оценке его напряженного состояния.

Профиль трубопровода в существенной мере влияет на его напряженно-деформированное состояние, обусловленное эксплуатационными нагрузками и воздействиями. Кроме того, профиль трубопровода определяет и дополнительную пригрузку, обусловленную воздействием внутреннего давления и температурного перепада. Решение такой комплексной задачи, в которой определяются многие параметры конструктивного решения линейной части подземных трубопроводов, требует применения эвристических и математических методов.

На рис. 14.1 представлена укрупненная блок-схема программы выбора оптимального профиля трубопровода. В качестве исходной информации (блоки *1* и *2*) используются данные черного профиля (пикеты и отметки поверхности земли), физико-механические характеристики грунтов, уровень обводнения, диаметр и толщины стенок труб и соединительных деталей трубопровода, их физико-механические характеристики, внутреннее давление, температурный перепад, тип и характеристики балластировки и закрепления. Вся исходная информация задается массивом и является постоянной для отдельных укрупненных элементов, на которые разбивается весь рассчитываемый участок. В качестве узлов между укрупненными элементами принимаются сечение, где меняется хотя бы один из исходных параметров. Далее (блок *3*) формируется корридор (по глубине заложения), в котором может находиться трубопровод. Корридор описывается минимальным и максимальным заглублением трубопровода, которые определяются нормами проектирования, возможностью землеройной техники, пересечением различных объектов и другими факторами. Далее, используя информацию о профиле поверхности земли и опыт проектирования, назначаются места расположения углов поворота оси трассы (в вертикальной плоскости). По этой информации вычисляются углы поворота. При угле поворота до 0,5°, учитывая допуски на производство работ, считается, что трубопровод прямолинейный. При большем угле поворота оси трубопровода выполняется упругим изгибом или с применением отводов (блоки *9* или *11*). Используя предпочтительный ряд упругих кривых, введенный в память ЭВМ, вначале выбирается кривая, имеющая максимальный тангенс. Отметим, что ряды отводов представляют собой сочетание кривых с прямолинейными вставками. Затем проверяется выполнение условия возможности получения нитки трубопровода из принятого набора кривых по длине (блок *14*). При невыполнении этого условия выбирается следующий элемент предпочтительного ряда. При невозможности выполнения условия *14* необходимо выбрать новые места расположения углов поворота оси трассы. После выполнения условия *14* определяется, с учетом биссектрис, глубина заложения трубопровода (блок *16*). Затем, в зависимости от заданного типа балластировки,

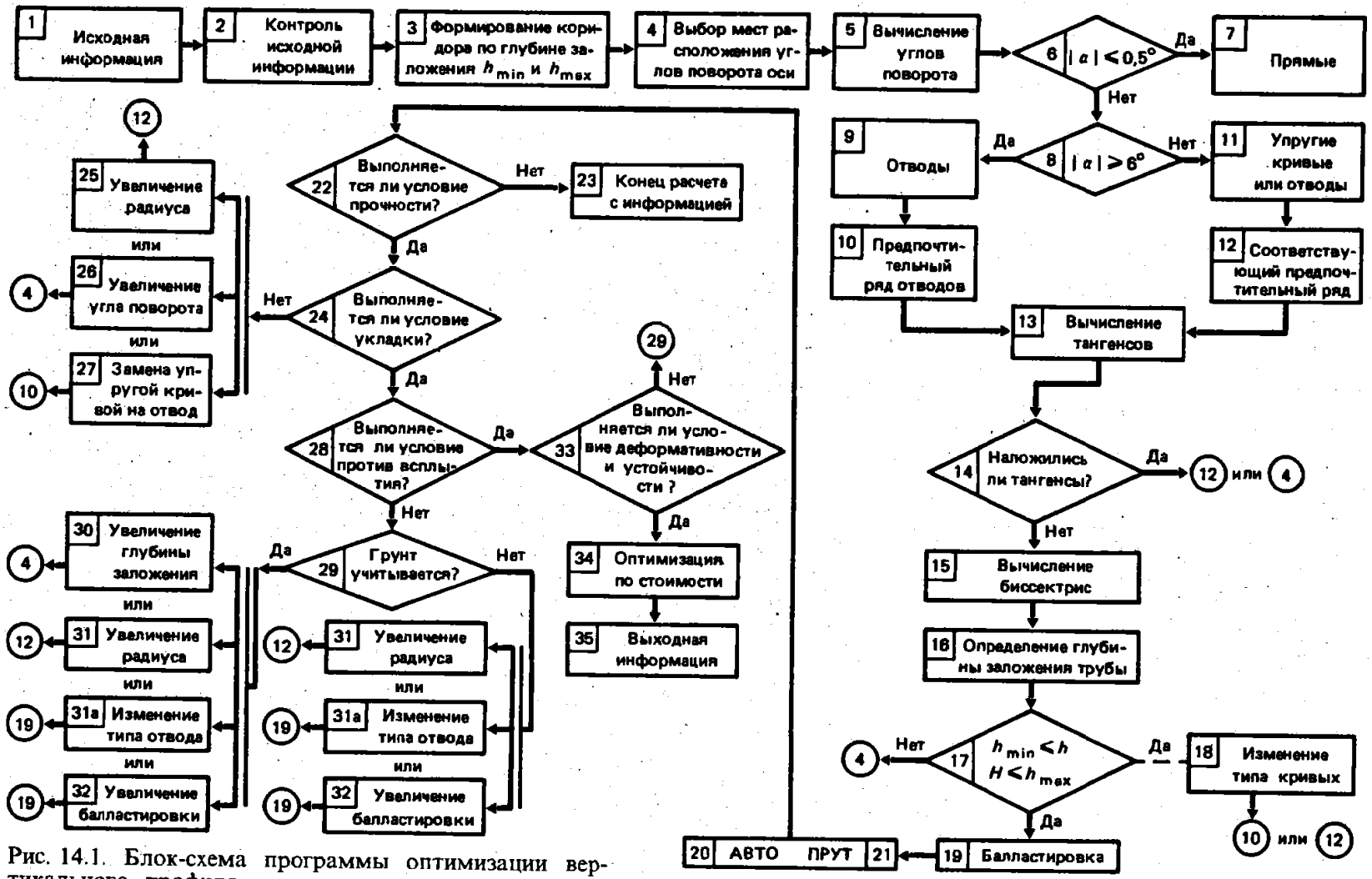


Рис. 14.1. Блок-схема программы оптимизации вертикального профиля

назначается в первом приближении шаг грузов или анкеров. Имея геометрию трубопровода и заданный шаг грузов или анкеров, с помощью подпрограммы «АВТО» разбивается рассчитываемый участок на конечные элементы. Далее, с использованием подпрограммы «ПРУТ» определяется напряженно-деформированное состояние трубопровода и проверяется выполнение предельных состояний (блок *20, 21*). Если не выполняется условие прочности, то решение практически найти невозможно, так как для подземных трубопроводов изменение кривизны, глубины заложения и балластировки трубопровода практически не сказывается на уровне кольцевых и продольных осевых напряжений. В этом случае необходимо либо увеличить толщину стенки трубы, либо применить трубы с более высокой прочностью или уменьшить технологические нагрузки (давление, температуру). Изменение параметров для расчета производится в диалоговом режиме на основе полученной информации (блок *23*).

Если не выполняется условие по укладке трубопровода, т. е. невозможно обеспечить прилегание трубопровода ко дну траншеи за счет упругого изгиба, то либо увеличивается радиус упругого изгиба, либо увеличивается угол поворота оси, или производится замена упругой кривой на отвод. Если не выполняется условие по устойчивости положения (против всплытия) или условие ограничения деформаций и продольной устойчивости, то либо увеличивается глубина заложения трубы (если удерживающая способность грунта учитывается), либо увеличивается балластировка, радиус упругого изгиба или изменяется тип отвода. При этом в каждом варианте определяется суммарная стоимость земляных работ, установки отводов и балластировки. Окончательно вариантом принимается тот из вариантов, который удовлетворяет всем предельным состояниям и имеет минимум целевой функции — стоимости.

Математическая формулировка задачи выбора оптимальных параметров продольного профиля трубопровода записывается в виде

$$\Phi[y(x), h(x), \omega(x), \delta(x)] = \int_0^L C(y(x), h(x))\,dx + \int_0^L z(y(x), h(x), \omega(x))\,dx + \int_0^L D(x)\,\delta(x)\,dx \to \min, \qquad (14.6)$$

где $y(x)$ — функция, описывающая профиль трубопровода; $h(x)$ — кусочно-линейная функция, описывающая профиль трассы и заданная в виде характерных точек профиля трассы и соответствующих им абсцисс x; $\omega(x)$ — функция, определяющая наличие кривой искусственного гнутья ($\omega(x)=0$ или 1); $\delta(x)$ — кусочно-непрерывная с конечным числом разрывов функция, описывающая балластирующие устройства; $C(y(x), h(x))$ — затраты на земляные работы при сооружении единицы длины трубопровода; $z(y(x), h(x)\omega(x))$ — приведенные затраты по установке отводов; $D(x)$ — стоимость затрат на закрепление единицы длины трубопровода единичной нагрузкой.

Необходимо найти такие функции $y(x), \omega(x), \delta(x)$, которые минимизировали функционал суммарных затрат (14.6) и для которых бы выполнялись ограничения по предельным состояниям. Эта задача является экстремальной задачей математического программирования в функциональном пространстве. Решение задачи оптимизации выполнялось ИК АН УССР. Для решения этой задачи нелинейного программирования с нелинейной целевой функцией и нелинейными ограничениями, аналитический вид которых неизвестен, применен ранее указанный метод.

Использование программы выбора оптимального профиля трубопровода позволяет получить не только надежное конструктивное решение, но и уменьшить затраты на 8—12%.

Приложение 1

Характеристика труб

Диаметр, мм		Толщина стенки δ, мм	Площадь сечения F, см^2	Осевой момент инерции I, см^4	Полярный момент инерции I_p, см^4	Осевой момент сопротивления W, см^3	Полярный момент сопротивления W_p, см^3	Радиус инерции r, см	Вес 1 м трубы, Н	Вес воды, заполняющей 1 м трубы, Н/м	Плавучесть, Н/м
наружный $D_н$	внутренний $D_{вн}$										
102	98	2	6,28	78,6	157	15,4	30,8	3,54	49,3	75,4	32,3
	96	3	9,38	114	228	22,4	44,8	3,5	73,2	72,3	8,4
	94	4	12,3	148	296	29	58	3,47	96,7	69,4	−15,1
	92	5	15,2	180	360	35,3	70,6	3,44	120	66,4	−38,4
	90	6	18,1	209	418	41,0	82	3,4	142	63,6	−60,4
	88	7	20,9	237	474	46,5	93	3,37	164	60,6	−82,4
	86	8	23,6	263	526	51,6	103	3,34	186	58,1	−104,4
	84	9	26,3	287	574	56,3	113	3,3	206	55,4	−124,4
	82	10	28,9	309	618	60,6	121	3,27	227	52,8	−145,4
	80	11	31,4	330	660	64,7	129	3,24	247	50,2	−165,4
	78	12	33,9	350	700	68,6	137	3,21	266	47,8	−174,4
	76	13	36,3	368	736	72,1	144	3,18	285	45,3	−203,4
	74	14	38,7	384	768	75,3	151	3,15	304	43	−222,4
108	102	3	9,9	136	272	25,2	50,4	3,71	77	81,7	14,1
	100	4	13,1	177	354	32,8	65,6	3,68	103	78,5	−11,2
	98	5	16,2	215	430	39,8	79,6	3,64	127	75,4	−35,2
	96	6	19,2	251	502	46,5	93	3,62	151	72,3	−59,2
	94	7	22,2	285	570	52,8	104	3,58	174	69,4	−82,2
	92	8	25,1	316	632	58,5	117	3,55	197	66,4	−105,2
	90	9	28	346	692	64,1	128	3,52	219	63,9	−127,2
	88	10	30,8	373	746	69,1	138	3,48	242	60,8	−150
	86	11	33,5	399	798	7,9	148	3,45	263	58,1	−171,2
	84	12	36,2	423	846	78,3	156	3,42	284	55,4	−192,2
	82	13	38,8	446	892	82,5	165	3,39	305	52,8	−213,2
	80	14	41,3	467	934	86,5	173	3,36	325	50,2	−232,2
	78	15	43,8	486	972	90	180	3,33	344	47,8	−252,2
	76	16	46,2	504	1008	93,4	187	3,3	363	45,3	−271,2
	74	17	48,6	521	1042	96,5	193	3,27	382	43	−290,2

Продолжение прилож. 1

Диаметр, мм		Толщина стенки δ, мм	Площадь сечения F, см^2	Осевой момент инерции I, см^4	Полярный момент инерции I_p, см^4	Осевой момент сопротивления W, см^3	Полярный момент сопротивления W_p, см^3	Радиус инерции r, см	Вес 1 м трубы, Н	Вес воды, заполняющей 1 м трубы, Н/м	Плавучесть, Н/м
наружный $D_н$	внутренний $D_{вн}$										
159	151	4	19,5	586	1172	73,7	147	5,48	153	179	46
	149	5	24,2	718	1436	90,3	181	5,45	190	174	9
	147	6	28,8	845	1690	106	212	5,41	226	170	−27
	145	7	33,4	967	1934	122	244	5,38	262	165	−63
	143	8	37,9	1085	2170	136	272	5,35	298	161	−99
	141	9	42,4	1197	2394	151	302	5,31	333	156	−134
	139	10	46,8	1304	2608	164	328	5,28	368	152	−169
	138	11	51,1	1408	2816	177	354	5,25	402	147	−203
	135	12	55,4	1507	3016	190	380	5,21	435	143	−236
159	133	13	59,6	1602	3204	202	404	5,18	468	139	−269
	131	14	63,8	1692	3384	213	426	5,15	501	135	−302
	129	15	67,9	1778	3556	223	446	5,12	533	131	−334
	127	16	71,9	1861	3722	234	468	5,09	564	127	−365
	125	17	75,8	1939	3878	244	488	5,06	595	123	−396
	123	18	79,7	2014	4028	253	506	5,03	626	119	−427
	121	19	83,6	2086	4172	262	524	5	656	115	−457
	119	20	87,3	2153	4306	270	540	4,97	686	111	−480
219	209	5	33,6	1926	3852	176	352	7,57	264	343	113
	207	6	40,1	2279	4558	208	416	7,53	315	336	69
	205	7	46,6	2623	5246	240	480	7,5	366	330	11
	203	8	53	2956	5912	270	540	7,47	416	323	−39
	201	9	59,4	3280	6560	299	598	7,43	466	317	−89
	199	10	65,6	3594	7188	328	656	7,4	515	311	−138
	197	11	71,9	3899	7798	356	712	7,37	564	305	−187
	195	12	78	4195	8390	383	766	7,33	613	298	−236
	193	13	84,1	4482	8964	409	818	7,3	660	292	−283
	191	14	90,2	4760	9520	435	870	7,27	708	286	−331
	189	15	96,1	5029	10060	460	920	7,23	755	280	−378
	187	16	102	5290	10580	483	966	7,2	801	275	−424
	185	17	108	5543	11090	506	1012	7,16	847	269	−470

	183	18	114	6024	12050	529	1058	7,13	892	263	−515
	181	19	119	6024	12050	551	1102	7,11	937	257	−560
	179	20	125	6253	12510	571	1142	7,07	982	252	−605
	177	21	131	6474	12950	591	1182	7,03	1025	246	−648
	175	22	136	6689	13380	611	1222	7,01	1070	240	−693
	173	23	142	6896	13790	629	1252	6,97	1110	235	−733
	171	24	147	7096	14190	647	1294	6,95	1150	229	−773
	169	25	152	7289	14580	665	1330	6,92	1200	224	−823
245	235	5	37,7	2716	5432	222	444	8,49	296	434	175,2
	233	6	45,0	3220	6440	263	526	8,46	353	426	117,5
	231	7	52,3	3710	7420	303	606	8,42	411	419	60,1
	229	8	59,6	4188	8376	342	684	8,38	467	412	3,4
	227	9	66,7	4653	9306	380	760	8,35	524	405	−52,8
	225	10	73,8	5107	10210	417	834	8,32	579	397	−108,5
	223	11	80,9	5548	11100	453	906	8,28	635	390	−163,8
	221	12	87,8	5978	11960	488	976	8,25	690	383	−218,5
	219	13	94,7	6396	12790	522	1044	8,22	744	376	−272,8
	217	14	102	6803	13610	555	1110	8,19	798	369	−326,6
	215	15	108	7199	14400	587	1174	8,15	851	363	−379,8
	213	16	115	7584	15170	619	1238	8,12	904	356	−432,6
245	211	17	122	7958	15920	650	1300	8,09	956	349	−484,9
	209	18	128	8322	16640	680	1360	8,06	1010	343	−539
	207	19	135	8676	17350	709	1418	8,02	1060	336	−589
	205	20	141	9019	18040	737	1474	7,99	1110	330	−639
	203	21	148	9353	18710	764	1528	7,95	1160	323	−689
	201	22	154	9676	19350	790	1580	7,92	1210	317	−739
	199	23	160	9981	19960	815	1630	7,89	1260	311	−789
	197	24	167	10300	20600	840	1680	7,85	1310	305	−839
	195	25	173	10590	21180	864	1728	7,82	1360	298	−889
273	263	5	42,1	3781	7862	277	554	9,48	330	543	255
	261	6	50,3	4489	8978	329	658	9,45	395	535	19
	259	7	58,5	5177	10350	379	758	9,41	459	527	126
	257	8	66,6	5853	11710	429	858	9,37	523	518	62
	255	9	74,6	6512	13020	477	954	9,34	586	510	−1
	253	10	82,6	7157	14310	525	1050	9,31	648	502	−63
	251	11	90,5	7784	15570	570	1140	9,27	711	495	−126
	249	12	98,4	8398	16790	615	1230	9,23	772	487	−187

Продолжение приложж. 1

Диаметр, мм		Толщина стенки δ, мм	Площадь сечения F, см^2	Осевой момент инерции I, см^4	Полярный момент инерции I_p, см^4	Осевой момент сопротивления W, см^3	Полярный момент сопротивления W_p, см^3	Радиус инерции r, см	Вес 1 м трубы, Н	Вес воды, заполняющей 1 м трубы, Н/м	Плавучесть, Н/м
наружный $D_н$	внутренний $D_{вн}$										
	247	13	106	8997	17990	659	1318	9,21	834	478	−249
	245	14	114	9582	18160	702	1404	9,18	894	471	−309
	243	15	121	10150	20300	744	1488	9,15	954	463	−369
	241	16	129	10710	21420	785	1570	9,12	1010	456	−425
	239	17	137	11250	22500	825	1650	9,08	1070	448	−485
	237	18	144	11780	23560	863	1726	9,04	1130	441	−5455
	235	19	152	12300	24600	901	1802	9	1190	434	−605
	233	20	159	12800	25600	938	1876	8,97	1250	426	−665
	231	21	166	13290	26580	974	1948	8,94	1310	419	−725
	229	22	173	13770	27540	1009	2018	8,91	1360	412	−775
	225	24	188	14690	29380	1076	2152	8,84	1470	397	−885
	223	25	195	15310	30260	1108	2216	8,8	1530	390	−945
325	315	5	50,2	6442	12880	396	792	11,3	394	779	438
	313	6	60,1	7652	15300	471	942	11,3	472	769	360
	311	7	69,9	8847	17690	544	1088	11,2	548	759	284
	309	8	79,7	10010	20020	616	1232	11,2	625	749	207
	307	9	89,3	11160	22320	687	1374	11,2	701	740	131
	305	10	99	12290	24580	756	1512	11,1	777	730	55
	303	11	109	13290	2680	824	1648	11,1	852	721	45
	301	12	118	14470	28940	891	1782	11,1	926	711	−20
	299	13	127	15530	31060	956	1912	11	1000	702	−94
	297	14	137	16570	33140	1020	2040	11	1070	692	−168
	295	15	146	17590	35180	1082	2164	11	1150	683	−318
	293	16	155	18590	37180	1144	2288	10,9	1220	674	−388
	291	17	164	19570	39140	1204	2408	10,9	1290	665	−458
	289	18	174	20530	41060	1263	2526	10,9	1360	656	−528
	287	19	183	21470	42940	1321	2642	10,8	1430	647	−598
	285	20	192	22380	44760	1377	2754	10,8	1500	638	−668
351	339	6	65	9704	19410	553	1106	12,2	510	902	456
	337	7	75,6	11160	22330	636	1272	12,2	593	891	343

	335	8	86,2	12680	25360	723	1446	12,1	676	881	290
	333	9	96,7	14150	28300	806	1612	12,1	759	870	207
	331	10	107	15580	31160	888	1776	12	841	860	125
	329	11	117	17000	34000	968	1936	12	922	850	44
	327	12	128	18380	36760	1047	2094	12	1000	839	−34
	325	13	138	19740	39480	1125	2250	12	1080	829	−114
	323	14	148	21080	42160	1201	2402	11,9	1160	819	−194
	321	15	158	22390	44780	1276	2552	11,9	1240	809	−274
	319	16	168	23680	47360	1349	2698	11,9	1320	799	−354
	317	17	178	24940	49880	1421	2842	11,8	1400	789	−434
	315	18	188	26180	52360	1490	2980	11,8	1480	779	−514
	313	19	198	27400	54800	1560	3120	11,8	1560	769	−594
	311	20	208	28590	57180	1629	3258	11,7	1630	759	−664
377	365	6	69,9	12070	24140	640	1280	13,2	549	1050	561
	363	7	81,3	13890	27780	737	1474	13,1	638	1030	472
	361	8	92,7	15820	31640	839	1678	13,1	728	1020	382
	359	9	104	17600	35200	934	1868	13	816	1010	294
	357	10	115	19430	38860	1031	2062	13	905	1000	205
	355	11	126	21200	42400	1125	2250	13	993	989	117
	353	12	138	22940	45880	1217	2434	12,9	1080	978	3,0
	351	13	148	24660	49320	1308	2616	12,9	1160	967	−50
	349	14	160	26340	52680	1397	2794	12,9	1250	966	−140
	347	15	171	28000	56000	1485	2970	12,8	1340	945	−230
	345	16	181	29650	59300	1573	3146	12,8	1420	934	−310
	343	17	192	31280	62560	1659	3318	12,8	1510	923	−400
	341	18	203	32770	65540	1739	3478	12,7	1590	912	−480
	339	19	213	34360	68720	1823	3646	12,7	1670	902	−560
	337	20	224	35820	71640	1900	3800	12,6	1760	891	−650
426	414	6	79	17460	34920	820	1640	14,9	620	1350	800
	412	7	92	20310	40610	953	1906	14,9	722	1330	698
	410	8	105	22960	45920	1078	2156	14,8	824	1320	596
	408	9	118	25650	51300	1204	2408	14,7	925	1310	495
	406	10	131	28290	50580	1328	2656	14,7	1030	1290	390
	404	11	143	30900	61800	1451	2902	14,7	1130	1280	290
	402	12	156	33470	66940	1572	3144	14,6	1230	1270	190
	400	13	169	36010	72020	1691	3382	14,6	1320	1260	100
	398	14	181	38500	77000	1808	3616	14,6	1420	1240	0

Диаметр, мм		Толщина стенки δ, мм	Площадь сечения F, см^2	Осевой момент инерции I, см^4	Полярный момент инерции I_p, см^4	Осевой момент сопротивления W, см^3	Полярный момент сопротивления W_p, см^3	Радиус инерции r, см	Вес 1 м трубы, Н	Вес воды, заполняющей 1 м трубы, Н/м	Плавучесть, Н/м
наружный $D_н$	внутренний $D_{вн}$										
	396	15	193	40980	81970	1924	3848	14,6	1520	1230	−100
	394	16	206	43440	86870	2039	4078	14,5	1620	1220	−200
	392	17	218	45710	91420	2146	4292	14,5	1710	1210	−290
	390	18	231	48110	96230	2259	4518	14,4	1810	1190	−390
	388	19	243	50490	101000	2370	4740	14,4	1910	1180	−490
	386	20	255	52700	105400	2474	4948	14,4	2000	1170	−580
529	517	6	98,5	33690	67380	1274	2548	18,5	773	2100	1427
	515	7	115	39180	78360	1481	2962	18,5	903	2080	1297
	513	8	131	44370	88740	1678	3356	18,4	1030	2060	1170
	511	9	147	49720	99440	1880	3760	18,4	1150	2050	1050
	509	10	163	54930	109900	2077	4154	18,4	1280	2030	920
	507	11	179	60080	120200	2272	4544	18,3	1410	2020	790
	505	12	195	65170	130300	2464	4928	18,3	1530	2000	670
	503	13	211	70200	140400	2654	5308	18,2	1650	1990	550
	501	14	227	75170	150300	2842	5684	18,2	1780	1970	420
	499	15	242	80080	160200	3028	6056	18,2	1900	1950	300
	497	16	258	84950	169900	3212	6424	18,1	2030	1940	170
	495	17	273	89780	179600	3394	6784	18,1	2140	1920	60
	493	18	289	94580	189200	3576	7152	18,1	2270	1910	−70
	491	19	304	99090	198200	3746	7492	18,1	2390	1890	−190
	489	20	320	103800	207600	3925	7850	18	2510	1880	−310
	487	21	335	108200	216400	4093	8186	18	2630	1860	−430
	485	22	350	112900	225800	4268	8536	18	2750	1850	−550
	483	23	365	117300	234600	4433	8866	17,9	2870	1830	−670
	481	24	381	121600	243200	4597	9194	17,8	2990	1820	−790
	479	25	396	121610	252200	4768	9536	17,8	3110	1800	−910
630	618	6	117	57360	114700	1821	3642	22,1	918	3000	2202
	616	7	137	66700	133400	2117	4234	22,1	1076	2980	2044
	614	8	156	75620	151200	2400	4800	22	1220	2960	1900
	612	9	176	84680	169400	2688	5376	21,9	1380	2940	1740

610	10	195	93610	187300	2973	5946	21,9	1530	2920	1590
608	11	214	102500	205000	3254	6508	21,9	1680	2900	1440
606	12	233	111300	222600	3533	7066	21,8	1830	2880	1290
604	13	252	120000	240000	3810	7620	21,8	1980	2860	1140
602	14	271	128600	257200	4083	8166	21,8	2130	2840	990
600	15	290	137100	274200	4353	8706	21,8	2280	2830	840
598	16	308	145600	291200	4622	9244	21,8	2420	2810	400
596	17	327	154000	308000	4888	9776	21,7	2570	2790	550
594	18	346	162300	324600	5153	10300	21,7	2720	2770	400
592	19	364	170600	341200	5416	10830	21,7	2860	2750	260
586	22	420	194900	389600	6184	12370	21,5	3300	2700	—180
584	23	438	202500	405000	6429	12860	21,5	3440	2680	—320
582	24	457	210200	420400	6673	13350	21,4	3590	2660	—470
580	25	475	217800	435600	6915	13830	21,4	3730	2640	—610
630		134	85620	171200	2378	4756	25,3	1050	3940	3020
708	6	157	99850	199700	2774	5548	25,2	1230	3910	2840
706	7	179	113500	227000	3153	6306	25,2	1410	3890	2660
704	8	201	127100	254200	3530	7060	25,1	1580	3870	2490
702	9	223	140600	281200	3906	7812	25,1	1750	3850	2320
700	10	245	154000	308000	4279	8558	25,1	1920	3820	2150
698	11	267	167300	334600	4648	9296	25	2100	3800	1970
696	12	289	180500	361000	5014	10030	25	2270	3780	1800
694	13	310	193600	387200	5378	10760	25	2440	3760	1630
692	14	332	206600	413200	5738	11480	24,9	2610	3740	1460
690	15	353	219600	439200	6100	12200	24,9	2770	3720	1300
688	16	375	232100	464200	6448	12890	24,9	2940	3690	1130
686	17	397	245000	490000	6806	13610	24,8	3120	3670	950
684	18	418	257400	514800	7150	14300	24,8	3280	3650	790
682	19	440	269700	539400	7491	14980	24,8	3450	3630	620
680	20	461	284900	563800	7831	15660	24,7	3620	3610	450
678	21	482	294100	588200	8168	16340	24,7	3780	3590	290
676	22	503	306100	612200	8837	17670	24,6	4110	3570	120
674	23	524	318100	636200	8837	17670	24,6	4110	3540	—40
672	24	546	330100	660200	9169	18340	24,6	4290	3520	—220
670	25	153	126900	253800	3095	6190	28,8	1200	5130	4080
808	6	178	147900	295800	3610	7220	28,8	1400	5100	3880
806	7	204	168400	336800	4106	8212	28,7	1600	5070	3680
804	8									
720										
820										

Продолжение прилож. 1

Диаметр, мм		Толщина стенки δ, мм	Площадь сечения F, см^2	Осевой момент инерции I, см^4	Полярный момент инерции I_p, см^4	Осевой момент сопротивления W, см^3	Полярный момент сопротивления W_p, см^3	Радиус инерции r, см	Вес 1 м трубы, Н	Вес воды, заполняющей 1 м трубы, Н/м	Плавучесть, Н/м
наружный $D_н$	внутренний $D_{вн}$										
	802	9	229	188600	377200	4600	9200	28,7	1800	5050	3480
	800	10	254	208800	417600	5092	10180	28,7	2000	5020	3280
	798	11	280	228800	457600	5581	11160	28,6	2200	5000	3080
	796	12	305	248700	497400	6066	12130	28,6	2390	4970	2890
	794	13	330	268400	536800	6547	13090	28,5	2590	4950	2690
	792	14	354	288000	576000	7025	14050	28,5	2780	4920	2500
	788	16	403	327000	654000	7976	15950	28,5	3160	4870	2120
	786	17	428	345900	691800	8436	16870	28,4	3360	4850	1920
	784	18	453	365200	730400	9023	18050	28,4	3560	4820	1720
	782	19	477	383900	767800	9364	18730	28,4	3740	4800	1540
	778	21	526	421000	842000	10270	20540	28,3	4130	4750	1150
	776	22	551	439300	878600	10720	21440	28,2	4330	4730	950
	774	23	575	457600	915200	11160	22320	28,2	4510	4700	770
	772	24	600	475800	951600	11600	23200	28,2	4740	4080	570
	770	255	624	493900	987800	12050	24100	28,1	4900	4650	380
920	906	7	201	209500	419000	4556	9112	32,3	1580	6440	5060
	904	8	229	238500	477000	5184	10370	32,3	1800	6420	4840
	902	9	258	267300	534600	5811	11620	32,2	2020	6390	4620
	900	10	286	296000	592000	6436	12870	32,2	2240	6360	4400
	898	11	314	324600	649200	7056	14110	32,1	2470	6330	4170
	896	12	342	352900	705800	7672	15340	32,1	2690	6300	3950
	894	13	370	381100	762200	8284	16570	32	2910	6270	3730
	892	14	398	409100	818200	8893	17790	32	3130	6250	3510
	890	15	426	436800	873600	9497	18990	32	3340	6220	3300
	888	16	454	464800	92960	10100	20200	32	3560	6190	3080
	886	17	482	491800	983600	10690	21380	31,9	3780	6160	2860
	884	18	510	518700	1037000	11280	22560	31,9	4000	6130	2640
	882	19	538	546300	1093000	11880	23760	31,8	4220	6110	2420
	880	20	565	573000	1146000	12460	24920	31,8	4440	6080	2200
	878	21	593	599500	1199000	13030	26060	31,8	4660	6050	1980

	876	22	620	626000	1252000	13610	27220	31,8	4870	6020	1770
	874	23	648	652300	1305000	14180	28360	31,7	5090	6000	1550
	872	24	6755	678500	1357000	14750	29500	31,7	5300	5970	1340
	870	25	703	704600	1409000	15320	30640	31,6	5520	5940	1120
1020	1000	7	223	286200	572400	5612	11220	35,8	1750	7940	6410
	1004	8	254	325900	651800	6300	12780	35,8	1990	7910	6170
	1002	9	286	365400	730800	7164	14330	35,7	2240	7880	5920
	1000	10	317	404700	809500	7936	15870	35,7	2490	7850	5670
	998	11	349	443900	887800	8704	17410	35,7	2740	7820	5420
	996	12	380	482800	965600	9467	18930	35,6	2980	7790	5180
	994	13	411	521500	1043000	10230	20460	35,6	3250	7760	4910
	992	14	442	560000	1120000	10980	21960	35,6	3470	7720	4690
	990	15	473	598200	1196000	11730	23460	35,6	3710	7690	4450
	988	16	504	636600	1273000	124800	249600	35,5	3960	7660	4200
	986	17	535	673900	1348000	132100	264200	35,5	4200	7630	3960
	984	18	566	712000	1424000	139600	279200	35,5	4440	7600	3720
	982	19	597	749200	1498000	146900	293800	35,4	4690	7570	3470
	980	20	628	785900	1572000	154100	308200	35,4	4930	7540	3290
	978	21	659	822000	1645000	161300	322600	35,3	5410	7480	2990
	976	22	689	859200	1718000	168500	337000	35,3	5410	7480	2750
	974	23	720	895600	1791000	175600	351200	35,3	5650	7450	2510
	972	24	751	931800	1864000	182700	365400	35,2	5900	7420	2260
	970	25	781	968000	1936000	189800	379600	35,2	6130	7390	2030
	968	26	812	1004000	2008000	196800	393600	35,2	6370	7360	1790
	966	27	842	1040000	2080000	203800	407600	35,1	6610	7330	1550
	964	28	872	1074000	2148000	210700	421400	35,1	6850	7300	1310
	962	29	902	1110000	2220000	217600	435200	35,1	7080	7260	1080
	960	30	933	1144000	2288000	224400	448800	35,0	7320	7230	840
1220	1200	10	380	695900	1392000	11410	22820	42,8	2980	11300	8720
	1198	11	418	763600	1527000	12520	25040	42,7	3280	11260	8420
	1196	12	455	834200	1662000	13630	27260	42,7	3580	11230	8120
	1194	13	493	898500	1797000	14730	29460	42,7	3870	11190	7830
	1192	14	530	964700	1929400	15810	31620	42,6	4160	11150	7540
	1190	15	568	1032000	2064000	16920	33840	42,6	4460	11120	7240
	1188	16	605	1102000	2204000	18060	36120	42,6	4750	11080	6950
	1186	17	642	1157000	2314000	18970	37940	42,5	5040	11040	6660
	1184	18	680	1226000	2452000	20100	40200	42,5	5340	11000	6360

Продолжение прилож. 1

Диаметр, мм		Толщина стенки δ, мм	Площадь сечения F, см^2	Осевой момент инерции I, см^4	Полярный момент инерции I_p, см^4	Осевой момент сопротивления W, см^3	Полярный момент сопротивления W_p, см^3	Радиус инерции r, см	Вес 1 м трубы, Н	Вес воды, заполняющей 1 м трубы, Н/м	Плавучесть, Н/м
наружный $D_н$	внутренний $D_{вн}$										
	1182	19	717	1295000	2590000	21230	42460	42,5	5630	10970	6070
	1180	20	754	1363000	2726000	22340	44680	42,4	5920	10930	5780
	1178	21	790	1418000	2836000	23250	46500	42,4	6200	10890	5500
	1176	22	827	1486000	2972000	24360	48720	42,4	6490	10860	5210
	1174	23	864	1554000	3108000	25470	50940	42,4	6780	10820	4920
	1172	24	901	1608000	3216000	26350	52700	42,2	7070	10780	4630
	1170	25	938	1675000	3350000	28460	54920	42,2	7350	10750	4340
	1168	26	975	1742000	3484000	28560	57120	42,2	7650	10710	4050
	1166	27	1011	1796000	3592000	29440	5880	42,1	7940	10670	3760
1420	1396	12	531	1316000	2632000	18540	37080	49,8	4170	15300	11173
	1394	13	575	1422000	2844000	20030	40060	49,7	4510	15250	11390
	1392	14	618	1529000	3058000	21540	43080	49,7	4850	15210	11050
	1390	15	662	1635000	3270000	23020	46040	49,7	5200	15470	10400
	1388	16	706	1740000	3480000	24520	49040	49,6	5540	15120	10360
	1386	17	750	1847000	3694000	26000	52000	49,6	5890	15080	10010
	1384	18	793	1950000	3900000	27460	54920	49,6	6220	15040	9680
	1382	19	836	2053000	4106000	28020	57840	49,6	6560	14990	9340
	1380	20	879	215600	2212000	30370	60740	49,5	6900	14950	9000
	1378	21	923	2261000	4522000	31850	63700	49,5	7250	14910	8650
	1476	22	966	2363000	4726000	33280	66560	49,5	7380	14860	8320
	1374	23	1010	2465000	4930000	34720	69440	49,4	7930	14820	7970
	1372	24	1053	2567000	5134000	36160	72320	49,4	8270	14780	7630
	1370	25	1095	2667000	5334000	37560	75120	49,4	8600	14730	7300
	1368	26	1138	2768000	5536000	39000	78000	49,3	8930	14690	6970
	1366	27	1181	2869000	5738000	40410	80820	49,3	9270	14650	6630
	1364	28	1224	2968000	5936000	41800	83600	49,2	9610	14650	6630
	1362	29	1267	3068000	6136000	43210	86420	49,2	9950	14560	5950
	1360	30	1309	3166000	6332000	44600	892000	49,2	1028	14520	5620

Приложение 2

Физико-механические свойства и коэффициенты надежности по материалу труб большого диаметра отечественного производства

Завод-изготовитель и технические условия	Наружный диаметр, мм	Толщина стенки, мм	Марка стали	Нормативные характеристики основного металла				Испытательное давление, МПа		Коэффициент надежности по материалу, k_1
				Временное сопротивление, МПа	Предел текучести, МПа	Относительное удлинение, %	Ударная вязкость по Менаже, Дж/см^2	Без осевого подпора, МПа	С осевым подпором, МПа	
Харцызский трубный завод (ХТЗ) Волжский трубный завод (ВТЗ) ТУ 14-3-1015—81	1423,2	21,6	1072ФБ-У 1072ФТ-У	588,7	461	20	107,9 (−15° С)	12,6 12,6	12,3 12	1,34
ХТЗ, ТУ 14-3-1512—87	1420	15,7	1072Т	588	461	20	49 (−60° С)	9,6	9,1	1,34
ХТЗ, ТУ 14-3-1464—87	1420	15,7	1072ФБ	588	441	20	49 (−60° С)	9,4	8,9	1,34
	1420	18,7	1072ФБ	588	441	20	49 (−60° С)	11,3	10,7	1,34
ХТЗ, ТУ 14-3-1450—87	1420	18,7	Х70	588,7	441	20	53,9 (−60° С)	11,3	10,7	1,34
ВТЗ, ТУ 14-3-1364—85	1420	15,7	17Г1С	637	490	16	58,8 (−60° С)	9,6	8,8	1,4
ВТЗ, ТУ-14-3-1363—85	1420	16,8	09Г2ФБ	549,2	421,4	19	49 (−60° С)	9,2	8,9	1,34
	1420	15,7	Х70	588,7	441,3	20	49 (−60° С)	9,2	8,9	1,34
ХТЗ, ТУ 14-3-1137—82	1420	15,7	10Г2ФБ	588,7	441,3	20	53,9 (−60° С)	9,2	8,7	1,34
	1420	18,7	10Г2ФБ	588,7	441,3	20	53,9 (−60° С)	11,1	10,5	1,34
ХТЗ, ТУ 14-3-995—81	1420	15,7	Х70	588,7	441,3	20	53,9 (−60° С)	9,2	8,7	1,34
ХТЗ, ТУ 14-3-741—78	1420	16,8	0972ФБ	549,2	421,7	19	49 (−60° С)	9,2	8,8	1,34
ХТЗ, ТУ 14-3-1344—85	1220	11,4	13ГС	510	363	20	39,6 (−40° С)	6,1	5,9	1,4
	1220	13,2	13ГС	510	363	20	39,6 (−40° С)	7,2	6,7	1,4
	1220	10,8	13ГС	539	402	20	39,6 (−40° С)	6,4	6	1,4
	1220	12,5	13ГС	539	402	20	39,6 (−40° С)	7,5	7	1,4

Продолжение прилож. 2.

Завод-изготовитель и технические условия	Наружный диаметр, мм	Толщина стенки, мм	Марка стали	Нормативные характеристики основного металла				Испытательное давление, МПа		Коэффициент надежности по материалу, k_1
				Временное сопротивление, МПа	Предел текучести, МПа	Относительное удлинение, %	Ударная вязкость по Менаже, Дж/см^2	Без осевого подпора, МПа	С осевым подпором, МПа	
Челябинский трубопрокатный завод (ЧТЗ) ТУ 14-3-1344—85	1220	12	13ГС	510	363	20	39,6 (−40° С)	6,5	6	1,47
	1220	13,9	13ГС	510	363	20	39,6 (−40° С)	7,7	7,1	1,47
ХТЗ, ТУ 14-3-1138—87	1220	11,4	17Г1С-У	510	362,2	20	39,2 (−40° С)	6,1	6	1,4
	1220	13	17Г1С-У	510	362,6	20	39,2 (−40° С)	7,1	6,8	1,4
	1220	13,6	17Г1С-У	510	362,6	20	39,2 (−40° С)	7,4	7,1	1,4
	1220	15,2	17Г1С-У	510	362,6	20	39,2 (−40° С)	8,3	8	1,4
	1220	17	17Г1С-У	510	362,6	20	39,2 (−40° С)	9,4	9	1,4
	1220	11	13Г2АФ	529	362,6	20	39,2 (−60° С)	6	5,8	1,4
	1220	12	13Г2АФ	529	362,6	20	39,2 (−60° С)	6,5	6,2	1,4
	1220	13,2	13Г2АФ	529	362,6	20	39,2 (−60° С)	7,2	6,9	1,4
	1220	15,2	13Г2АФ	529	362,6	20	39,2 (−60° С)	8,3	8	1,4
	1220	16,3	13Г2АФ	529	362,6	20	39,2 (−60° С)	9	8,6	1,4
ЧТЗ, ТУ 14-3-1138—82	1220	11	17Г1С-У	510	362,6	20	39,2 (−40° С)	6	5,5	1,47
	1220	12	17Г1С-У	510	362,6	20	39,2 (−40° С)	6,5	6	1,47
	1220	14,3	17Г1С-У	510	362,6	20	39,2 (−40° С)	7,8	7,3	1,47
	1220	15,3	17Г1С-У	510	362,6	20	39,2 (−40° С)	8,3	7,7	1,47
	1220	11,5	13Г2АФ	529,6	362,6	20	39,2 (−40° С)	6,2	5,7	1,47
	1220	13,8	13Г2АФ	529,6	362,6	20	39,2 (−40° С)	7,6	7	1,47
ВТЗ, ТУ 14-3-721—78	1220	10,5	17Г1С-Т	588,7	412	20	39,2 (−60° С)	6,3	6,2	1,4
	1220	12	17Г1С-Т	588,7	412	20	39,2 (−60° С)	7,4	7,2	1,4
	1220	12	17Г1С-НТ	510	362,6	21	39,2 (−40° С)	6,5	6,3	1,47
Новомосковский трубный завод (НТЗ)	1020	9,6	17Г1С-У	510	363	20	29,4 (−60° С)	6,1	5,8	1,4
	1020	10	17Г1С-У	510	363	20	29,4 (−60° С)	6,4	6,1	1,4
	1020	11,4	17Г1С-У	510	363	20	29,4 (−60° С)	7,4	7	1,4
	1020	14,2	17Г1С-У	520	363	20	29,4 (−60° С)	9,4	8,9	1,4
	1020	9,2	13Г2АФ	530	363	20	29,4 (−60° С)	5,7	5,5	1,4

	1020	11,5	13Г2АФ	530	363	20	29,4 (−60° С)	7,4	7	1,4
	1020	13,7	13Г2АФ	530	363	20	29,4 (−60° С)	9	8,4	1,4
	1020	14,3	13Г2АФ	530	363	20	29,4 (−60° С)	9,4	8,9	1,4
НТЗ, ТУ 14-3-1344—85	1020	10	13ГС	510	363	20	39,6 (−40° С)	6,4	6,1	1,47
	1020	11,1	13ГС	510	363	20	39,6 (−40° С)	7,2	6,9	1,47
ВТЗ, ТУ 14-3-721—78	1020	9	17Г1СТ	588,7	412	20	39,2 (−60° С)	6,3	6,1	1,4
	1020	10	17Г1СТ	588,7	412	20	39,2 (−60° С)	7,2	6,9	1,4
	1020	11	17Г1СТ	588,7	412	20	39,2 (−60° С)	7,9	7,6	1,4
	1020	10	17Г1СНТ	510	362,6	21	39,2 (−40° С)	6,4	6,1	1,47
	1020	11	17Г1СНТ	510	362,6	21	39,2 (−60° С)	7,1	6,7	1,47
	1020	12	17Г1НТ	510	362,6	21	39,2 (−60° С)	7,7	7,4	1,47
ВТЗ, ТУ 14-3-721—78	820	8	17Г1СТ	588,7	412	20	29,2 (−60° С)	7	6,9	1,4
	820	9	17Г1СТ	588,7	412	20	29,2 (−60° С)	7,9	7,8	1,4
ЧТЗ, ТУ 14-3-1425—86	820	8	13Г2АФ	530	363	20	29,4 (−60° С)	6,5	5,9	1,47
	820	10	13Г2АФ	530	363	20	29,4 (−60° С)	7,9	7,3	1,47
	820	12	13Г2АФ	530	363	20	39,4 (−60° С)	10,6	9,6	1,47
	720	8	13Г2АФ	530	363	20	29,4 (−60° С)	6,9	6,2	1,47
	720	9	13Г2АФ	530	363	20	29,4 (−60° С)	8	7,4	1,47
	720	10	13Г2АФ	530	363	20	29,4 (−60° С)	9	8,3	1,47
ЧТЗ, ТУ 14-3-1270—84	530	7	17ГС	510	353	20	29,4 (−40° С)	8,3	7,6	1,47
		7,5	17ГС	510	353	20	29,4 (−40° С)	8,9	8,2	1,47
		8	17ГС	510	353	20	29,4 (−40° С)	9,4	8,6	1,47
		9	17ГС	510	353	20	29,4 (−40° С)	10,7	9,9	1,47
		10	17ГС	510	353	20	29,4 (−40° С)	12,1	11,2	1,47

Приложение 3

Физико-механические свойства и коэффициенты надежности по материалу импортных труб большого диаметра

Страна-изготовитель и технические условия	Наружный диаметр, мм	Толщина стенки, мм	Нормативные характеристики основного металла				Гарантированное заводом испытательное давление, МПа
			Временное сопротивление, МПа	Предел текучести, МПа	Относительное удлинение, %	Ударная вязкость по Менаже при −60° С, Дж/см²	
Япония	1420	18,6	686,5	539,4	16	58,8	13,4
ТУ 100—80(НС)	1420	22,2	686,5	539,4	16	58,8	16
100% ультразвуковой	1420	27,5	686,5	539,4	16	58,8	18,8
контроль, регулируе-	1420	20	637,5	510	18	58,8	13,6
мая прокатка	1420	23,9	637,5	510	18	58,8	16,3
	1420	29,6	637,5	510	18	58,8	19,1
	1420	21,6	588,4	461	20	58,8	13,3
	1420	25,8	588,4	461	20	58,8	16
	1420	31,9	588,4	461	20	58,8	18,6
Япония	1220	15,3	686,5	539,4	16	58,8	12,9
ТУ 100—80(НС)	1220	18,3	686,5	539,4	16	58,8	15,4
100% ультразвуковой	1220	16,5	637,5	510	18	58,8	13,1
контроль, регулируе-	1220	19,6	637,5	510	18	58,8	15,6
мая прокатка	1220	17,8	588,4	461	20	58,8	12,8
	1220	21,2	588,4	461	20	58,8	15,3
Япония	1020	12,2	686,5	539,4	16	49	12,3
ТУ 100—80(НС)	1020	14,6	686,5	539,4	16	49	14,7
100% ультразвуковой	1020	13,1	637,5	510	18	49	12,5
контроль, регулируе-	1020	15,7	637,5	510	18	49	14,9
мая прокатка	1020	14,2	588,4	461	20	49	12,2
	1020	17	588,4	461	20	49	14,6
Япония	1420	15,7	588,4	461	20	49	9,2
ТУ 40/48/56—79	1420	18,7	588,4	461	20	49	10,5
100% ультразвуковой	1420	23,2	588,4	461	20	49	13,1
контроль, регулируе-	1220	12,9	588,4	461	20	49	8,4
мая прокатка	1220	15,4	588,4	461	20	49	10
	1020	12,9	588,4	461	20	49	10,1
Япония	820	7,1	529,2	392	20	39,2	6,3
ТУ 20-28-40-48—79	820	8,5	529,2	392	20	39,2	7,5
100% ультразвуковой	720	6,2	529,2	392	20	39,2	6,2
контроль, регулируе-	720	7,4	529,2	392	20	39,2	7,5
мая прокатка	530	6	529,2	392	20	34,3	8,2
	530	6,5	529,2	392	20	34,3	8,9
ФРГ	1420	21,6	588,4	461	18	58,8	12,4
ТУ 40/48/56—60	1220	17,8	588,4	461	18	58,8	11,7
100% ультразвуковой	1020	1420	588,4	461	18	58,8	11,1
контроль, регулируе-							
мая прокатка							
Франция	1220	12,9	588,4	461	20	58,8	8,4
ТУ 20/28/40-48—79	1220	15,4	588,4	461	20	58,8	10
100% ультразвуковой	1020	12,9	588,4	461	20	49	10,1
контроль, регулируе-	1020	16	588,4	461	20	49	12,5
мая прокатка	720	7,6	588,4	461	20	39	8,3
	720	9,1	588,4	461	20	39	10
	530	6	529,6	392,3	20	39	8,1

Страна-изготовитель и технические условия	Наружный диаметр, мм	Толщина стенки, мм	Нормативные характеристики основного металла				Гарантированное заводом испытательное давление, МПа
			Временное сопротивление, МПа	Предел текучести, МПа	Относительное удлинение, %	Ударная вязкость по Менаже при −60° С, Дж/см²	
Италия ТУ 100—80 100% ультразвуковой контроль, регулируемая прокатка	530	9	529,6	392,3	20	39	11,3
	1420	20	637,5	500,2	18	58,8	13,6
	1420	23,9	637,5	500,2	18	58,8	16,3
	1220	16,5	637,5	500,2	18	58,8	13,1
	1220	19,6	637,5	500,2	18	58,8	15,6
	1020	13,1	637,5	500,2	18	49	12,5
	1020	15,7	637,5	500,2	18	49	14,9

Примечание. Коэффициент надежности по материалу $k_1 = 1{,}34$.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Агапкин В. М., Борисов С. Н., Кривошеин Б. Л.* Справочное руководство по расчетам трубопроводов. М., Недра, 1987.
2. *Анучкин М. П., Горицкий В. Н., Мирошниченко Б. И.* Трубы для магистральных трубопроводов. М., Недра, 1988.
3. *Айнбиндер А. Б., Камерштейн А. Г.* Расчет магистральных трубопроводов на прочность и устойчивость. Справочное пособие. М., Недра, 1984.
4. *Болдырев Г. Г.* Устойчивость и деформируемость оснований анкерных фундаментов. М., Стройиздат, 1987.
5. *Бородавкин П. П.* Механика грунтов в трубопроводном строительстве. М., Недра, 1986.
6. *Бородавкин П. П., Синюков А. М.* Прочность магистральных трубопроводов. М., Недра, 1984.
7. *Виноградов С. В.* Расчет подземных трубопроводов на внешние нагрузки. М., Стройиздат, 1980.
8. *Геммерлинг А. В.* Расчет стержневых систем. М., Стройиздат, 1974.
9. *Гупал А. М.* Стохастические методы решения негладких экстремальных задач. Киев, Наукова думка, 1979.
10. *Далматов Б. И., Ласточкин В. С.* Устройство газопроводов в пучинистых грунтах. Л., Недра, 1978.
11. *Лукаш П. А.* Основы нелинейной строительной механики. М., Стройиздат, 1978.
12. *Малинин Н. Н.* Прикладная теория пластичности и ползучести. М., Машиностроение, 1976.
13. *Методы* расчета стержневых систем, пластин и оболочек с использованием ЭВМ/А. В. Александров, Б. Я. Пащеников, Н. Н. Шапошников и др. М., Стройиздат, 1986.
14. *Морозов В. Н.* Магистральные трубопроводы в сложных инженерно-геологических условиях. Л., Недра, 1987.
15. *Писаренко Г. С., Можаровский Н. С.* Уравнения и краевые задачи теории пластичности и ползучести. Киев, Наукова думка, 1981.
16. *Пособие* по выбору основных параметров, определяющих конструктивное решение подземных трубопроводов. Комплекс программ для ЭВМ ЕС. М., изд. ВНИИСТ, 1988.
17. *Пособие* по расчету подземных трубопроводов при произвольном очертании оси с несовмещенными углами поворота, закрепленных грузами и анкерами. Программа ПРУТ-88 для ЭВМ ЕС. М., изд. ВНИИСТ, 1989.
18. *Расчет* и конструирование трубопроводов. Под ред. Б. В. Зверькова. Л., Машиностроение, 1979.
19. *Рекомендации* по проектированию и расчету малозаглубленных фундаментов на пучинистых грунтах. М., изд. НИИОСТ, 1985.
20. *Чирсков В. Г., Иванцов О. М., Кривошеин Б. Л.* Сооружение системы газопроводов Западная Сибирь — Центр страны. М., Недра, 1986.
21. *Швец В. Б., Тарасов Б. Л., Швец Н. С.* Надежность оснований и фундаментов. М., Стройиздат, 1980.
22. *Шевелев А. С.* Физико-механические характеристики многолетнемерзлых грунтов. М., Стройиздат, 1979.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение 3

Глава 1. Основные принципы проектирования и расчета магистральных и промысловых трубопроводов 5

Конструктивные решения линейной части трубопроводов 5
Основные принципы расчета 7

Глава 2. Расчет трубопроводов с учетом упругопластической работы металла труб 10

Постановка задачи и методы решения 10
Диаграмма «напряжение — деформация» для трубных сталей 13
Расчет трубопроводов на внутреннее давление как толстостенной оболочки с учетом физической нелинейности 18
Анализ результатов и предложения по определению толщины стенки труб при действии внутреннего давления 30
Напряженно-деформированное состояние и жесткостные характеристики сечения 33

Глава 3. Определение основных конструктивных параметров подземных магистральных и промысловых трубопроводов 40

Нормативные требования по определению основных конструктивных параметров 40
Основные конструктивные параметры подземных магистральных трубопроводов 41
Основные конструктивные параметры промысловых трубопроводов 48
Выбор профиля дна и оси траншеи при естественном (упругом) изгибе трубопровода 51

Глава 4. Расчетные модели грунта, взаимодействующего с трубопроводом 60

Физико-механические характеристики талого грунта 60
Сопротивление грунта продольным перемещениям трубы 62
Сопротивление грунта поперечным перемещениям трубы 69
Сопротивление грунта повороту трубы относительно ее продольной оси 78
Физико-механические характеристики мерзлых грунтов 79

Глава 5. Перемещения в месте выхода подземного трубопровода на поверхность 81

Перемещения при действии поперечной силы и изгибающего момента 81
Перемещения при действии продольного усилия, температурного перепада и внутреннего давления 84
Экспериментальное определение распределения продольных перемещений по длине трубопровода 89
Определение продольных перемещений в месте выхода подземного участка на поверхность 91

Определение расстояний между компенсирующими устройствами 93
Определение продольного перемещения в месте сопряжения двух участков трубопровода с различными температурным перепадом и внутренним давлением 96
Определение поворота трубопровода при действии крутящего момента 98

Глава 6. Продольная устойчивость заглубленных трубопроводов при действии положительного температурного перепада и внутреннего давления 101

Определение критического усилия для трубопровода, имеющего начальный изгиб 101
Упрощенные зависимости для практических расчетов 115
Экспериментальные исследования продольной устойчивости подземных трубопроводов 120

Глава 7. Применение метода конечных элементов к расчету линейной части трубопроводов 125

Уравнение равновесия стержневого элемента напорного трубопровода с учетом геометрической и физической нелинейностей 125
Выбор конечного элемента и его свойства 134
Уравнение перемещений и усилий для конечного элемента 135
Матрица податливости элемента 140
Матрица жесткости элемента 142
Уравнение неразрывности узла неразветвленной системы 144
Определение перемещений и усилий по длине конечного элемента 147
Учет геометрической нелинейности системы 148

Глава 8. Расчет подземных трубопроводов, прокладываемых на обводненных участках трассы 149

Основные особенности расчета по прочности, устойчивости положения (против всплытия) и продольной устойчивости 149
Определение характеристик анкеров, находящихся в талом грунте 151
Расчет стержневых и дисковых анкеров, находящихся в мерзлом грунте 157
Определение нагрузки от выталкивающей силы воды 160
Сопротивление грунта перемещениям трубы 161
Описание применения программы для расчета трубопроводов, закрепляемых анкерными устройствами 162

Глава 9. Расчет подземных трубопроводов с произвольным очертанием оси в вертикальной и горизонтальной плоскостях 164

Область применения программы «ПРУТ» 164
Алгоритм программы расчета 165
Исходные данные для расчета и выходная информация 168
Особенности прочностного расчета наземной системы прокладки с компенсационными участками 169
Экспериментальные исследования моделей подземных трубопроводов, имеющих различное очертание оси в горизонтальной плоскости 173

Глава 10. Расчет трубопроводов, сооружаемых на структурно-неустойчивых просадочных грунтах 180

Особенности структурно-неустойчивых грунтов 180
Модель осадки оттаивающих мерзлых грунтов основания подземного трубопровода 182

Модель осадки при замачивании (водонасыщении) просадочных грунтов основания подземного трубопровода 187
Определение нагрузок на трубопровод и переменных параметров упругости 189
Результаты численных экспериментов 190

Глава 11. Расчет подземных трубопроводов, прокладываемых на пучинистых грунтах 193

Особенности морозного пучения различных грунтов 193
Нагрузки и перемещения, обусловленные пучением грунта 194
Сопротивление перемещениям трубы 201

Глава 12. Расчет надземных переходов трубопроводов 209

Расчет компенсаторов на воздействие температуры и внутреннего давления 209
Определение расстояний между опорами для балочных переходов с компенсаторами 213
Расчет однопролетных бескомпенсаторных переходов трубопроводов на поперечную нагрузку, температурный перепад и внутреннее давление 221
Расчет арочных переходов трубопроводов 235
Расчет многопролетных бескомпенсаторных переходов трубопроводов с применением ЭВМ 238

Глава 13. Несущая способность надземных переходов трубопроводов ... 241

Экспериментальное определение критического температурного перепада 241
Анализ упругой и упругопластической работы надземных переходов 246
Влияние изменения нагрузок и воздействий на несущую способность трубопровода при пластических деформациях 255

Глава 14. Вопросы оптимизации конструктивных решений при ограничениях по предельным состояниям 260

Оптимизация балластировки и закрепления трубопровода 260
Оптимизация профиля линейной части трубопровода с учетом балластировки 264
Приложения 269
Список литературы 284

АВТОМАТИЗИРОВАННАЯ СИСТЕМА ТЕНЗОКОНТРОЛЯ (АСТ)

Предназначена для определения напряженного состояния участков газопровода с передачей результатов измерений по каналам связи телемеханики магистральных газопроводов на пульт диспетчера.

АСТ основана на методе натурного тензометрирования, устанавливается на линейной части газопровода в блок-боксах телемеханики.

ТЕХНИЧЕСКАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА

Сопротивление тензорезисторов, Ом	60—1000
Диапазон изменения выходного сигнала, В	10—0—10
Максимальная длина линий связи, м	1000
Питание	Однофазная сеть переменного тока напряжением 220 $(+^{22}_{33})$ и частотой 50 (± 1) Гц
Рабочая температура, °С	5—50

Автоматизированная система обеспечивает централизованное получение тензометрической информации, что позволяет эффективно проводить планомерный контроль текущего напряженного состояния и тем самым предупредить развитие чрезмерной деформации газопровода. Представлен метод определения давления газа путем тензометрирования с использованием АСТ.

Испытания системы проводились в Грязовецком ЛПУМГ ПО «Севергазпром». Проведенные испытания показали надежность функционирования составляющих элементов и всей системы в целом.

АВТОРЫ:
В. В. Харионовский, С. С. Фесенко (ВНИИгаз).