

$$\eta_s = \frac{E_m}{1 + \nu_m}$$

где ρ_m — угол внутреннего трения пород в талом состоянии; k_m — коэффициент сцепления пород в талом состоянии; E_T , E_m — модуль упругости горных пород в талом и мерзлом состояниях; ν_T , ν_m — коэффициент Пуассона горных пород в талом и мерзлом состояниях; r — радиальная координата. Радиус пластической области находится из решения трансцендентного уравнения, которое выводится из равенства радиальных напряжений на границе зон протаивания и пластических деформаций:

$$\eta_T D_1 + \left[P + \frac{\sigma_1}{a_1 - 1} \right] r_n^{(a_1 - 1)} = q + \frac{\sigma_1}{a_1 - 1}, \quad (2)$$

$$\eta_T = \frac{E_T}{1 + \nu_T} \left(\frac{1}{r_n^2} - \frac{1}{r_T^2} \right) - \frac{\eta_s}{r_T^2}$$

где r_T — радиус зоны протаивания горных пород; r_n — радиус области пластических деформаций; q — внешняя сила, равная γH , где γ — плотность горных пород, H — глубина, на которой расположена горноразведочная выработка; P — реакция отпора крепи выработки, если отсутствует крепь, то $P = 0$.

Анализ результатов расчетов показывает, что наиболее существенное влияние на формирование пластической области оказывают размеры зоны протаивания. При малых размерах зон протаивания наблюдаются максимальные радиусы пластической области. С увеличением своей толщины переходная зона выступает в роли демпфирующего слоя, что приводит к понижению уровня напряжений и, соответственно, к уменьшению радиуса пластической области. Влияние изменения модуля упругости пород в талом состоянии неоднозначно. Данный фактор следует рассматривать отдельно, чтобы определить его влияние на размеры пластической области.

Кроме того, следует отметить другой интересный результат. При небольшой разнице размеров зон протаивания и пластических деформаций перемещение породного обнажения в зависимости от величины коэффициента упругости талых пород носит сложный характер.

Таким образом, результаты исследований, опубликованные в работах [1, 2, 3], расширены вариантом, когда горные породы в зоне протаивания проявляют пластические свойства, что приводит к изменению напряженно-деформированного состояния на контуре горноразведочной выработки.

ЛИТЕРАТУРА

1. Иудин М.М. Расчет крепи выработки с учетом пластических деформаций мерзлых горных пород // Вестник Якутского государственного университета. — Якутск. — 2009. — Т. 6. — № 3. — С. 26–30.
2. Курилко А.С., Иудин М.М. Методы расчета термомеханического взаимодействия многолетнемерзлого породного массива и крепи горных выработок, пройденных в условиях криолитозоны // Горный информационно-аналитический бюллетень. — 2010. — № 11. — С. 311–315.
3. Иудин М.М. Напряженное состояние массива горных пород с учетом зоны протаивания и пластических деформаций // Разведка и охрана недр. — 2013. — № 12. — С. 54–56.

© Иудин М.М., 2015

Иудин Михаил Михайлович // mmi_52@mail.ru

Николаева М.В., Бердыев С.С., Попов В.В., Иванов А.В. (Северо-Восточный федеральный университет), Капитонова Т.А., Стручкова Г.П. (Институт физико-технических проблем Севера СО РАН)

АНАЛИЗ МОДЕЛЕЙ СИЛОВОГО ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ПОДЗЕМНОГО ТРУБОПРОВОДА С ОКРУЖАЮЩИМ ГРУНТОМ

*Приведен анализ моделей силового взаимодействия подземного трубопровода с окружающим грунтом. Выбрана наиболее оптимальная модель оценки напряженно-деформированного состояния. По этой модели методом конечных элементов произведен расчет напряженно-деформированного состояния участка трубопровода. **Ключевые слова:** магистральный трубопровод, напряженно-деформированное состояние, сопротивление грунта, метод конечных элементов.*

Nikolaeva M.V., Berdyev S.S., Popov V.V., Ivanov A.V. (North-Eastern federal university), Kapitonova T.A., Struchkova G.P. (Institute of Physical and Technical Problems of the North)

ANALYSIS OF MODELS OF FORCE INTERACTION OF UNDERGROUND PIPELINE TO THE SURROUNDING SOIL

*The article provides an analysis of patterns of force interaction of underground pipeline to the surrounding soil, choose the best model for evaluating the stress-strain state. The finite element method calculated the stress-strain state of the pipeline section on this line. **Key words:** main pipeline, the stress-strain state, the resistance of the soil, the finite element method.*

На трубопроводах России ежегодно происходят более 40 тысяч отказов и аварий, потери составляют более 3 % от полного объема добычи нефти и газа. Значительная часть аварий обусловлена воздействием на трубопроводы непроектных нагрузок. В связи с этим при определении технического состояния трубопроводов необходимо контролировать изменение напряженно-деформированного состояния в процессе эксплуатации. Подземные магистральные трубопроводы, прокладываемые в сложных инженерно-геологических условиях, подвержены значительным пространственным перемещениям и находятся в сложном силовом взаимодействии с окружающими грунтами. Процесс изменения проектного положения обусловлен сложным сочетанием эксплуатационных и инженерно-геологических факторов.

Воздействие со стороны грунта может быть осуществлено силовым, тепловым, влажностным, химическим, коррозионным, биологическим и другими способами. В свою очередь, трубопровод влияет на окружающий грунт как через постоянные нагрузки (вес трубы, ее давление на грунт и т.д.), так и временные длительные, обусловленные изменением температуры и давления перекачиваемого продукта по длине трассы.

Оценка напряженно-деформированного состояния трубопровода связана с закономерностями его взаимодействия с грунтом, а одним из главных условий объективного расчетного анализа напряженно-деформированного состояния и оценки прочности является

корректное отражение взаимодействия подземных участков трубопроводов с окружающим их грунтом.

Существует ряд расчетных моделей, описывающих взаимодействие грунта и трубопровода, предложенных в работах П.П. Бородавкина, М.М. Протодяконова, В.Д. Тарана, Л.И. Быкова, Э.М. Ясина, А.Б. Айнбиндера. Простейшей расчетной моделью грунта является линейная модель, предложенная В.А. Флориным [7], которая описывает зависимость сопротивления грунта от продольных перемещений прямой пропорциональностью. Данную модель можно использовать только при учете малых перемещений, поскольку при больших перемещениях возникает значительная нелинейность между сопротивлением и перемещением.

Модель, предложенная П.П. Бородавкиным [3–5], описывает воздействие грунта на подземный трубопровод следующим образом. Давление, соответствующее единице длины диаметра трубы D , при однородном грунте определяется по формуле:

$$q_{cp} = \gamma_{ecm} h_{cp},$$

где γ_{ecm} — удельный вес грунта в естественном состоянии, h_{cp} — расстояние от поверхности земли до продольной оси трубы.

При этом предполагается, что определяемое давление равномерно распределено по периметру поперечного сечения трубы и расстояние от поверхности земли до продольной оси трубы не превышает 2–5 D . Расчет по данной модели наиболее приемлем для оценки действия слабых участков трубопровода и малосвязанных грунтов.

Для связанных грунтов образуется свод естественного равновесия, давление свода определяют по следующей формуле, принимая, что данное давление распределено равномерно:

$$q_{cv} = \gamma_{ecm} h_{cv},$$

где h_{cv} — высота свода естественного равновесия.

В модели, разработанной М.М. Протодяконовым, свод естественного равновесия образуется на уровне оси трубы и его ширина равна диаметру трубы. При этом высота свода естественного равновесия определяется как:

$$h_{cv} = \frac{D_H}{2tg\varphi}$$

Расчет по данной модели приемлем для оценки прочности трубопроводов, проложенных в сыпучих грунтах.

При проведении опытов на моделях П.П. Бородавкина и В.Д. Тарана [6] отмечено, что для связанных грунтов при сцеплении больше 0 предельное сопротивление грунта сдвигу уменьшается по сравнению с максимальным.

В работах Л.А. Бабина и Л.И. Быкова [2] предлагается давление грунта на трубопровод определять по формулам:

$$\text{при } h_{cp} \geq h_{cv} \quad q_{гр} = \gamma_{гр} \frac{D_H \left[1 + tg \left(45^\circ - \frac{\varphi_{гр}}{2} \right) \right]}{2f_{кр}}$$

при $h_{cp} < h_{cv}$

$$q_{гр} = \gamma_{гр} h_{cp} \left[D_H - h_{cp} tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_{гр}}{2} \right) tg\varphi_{гр} \right],$$

где

$$h_{cv} = \frac{D_H}{tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_{гр}}{2} \right) tg\varphi_{гр}}, \varphi_{гр} \text{ — угол внутреннего трения грун-}$$

та, $f_{кр}$ — коэффициент крепости грунта, $\gamma_{гр}$ — объемный вес грунта.

Сопротивление грунта продольному перемещению трубопровода, приходящееся на единицу его длины находят как:

$$p_0 = \pi D_H (p_{гр} tg\varphi_{гр} + c_{гр})$$

Сопротивление грунта вертикальным перемещениям трубопровода определяется по формуле:

$$q_{вп} = n_{гр} \gamma_{гр} D_H \left(h_0 + \frac{D_H}{2} - \frac{\pi D_H}{8} \right) + q_{тп},$$

где $p_{гр}$ — среднее удельное давление на единицу поверхности контакта трубопровода с грунтом, $c_{гр}$ — коэффициент сцепления грунта, $n_{гр}$ — коэффициент перегрузки для веса грунта, $q_{тп}$ — вес единицы длины трубопровода с перекачиваемым продуктом.

В работе Э.М. Ясина в качестве сопротивления продольным перемещениям трубопровода вводится сопротивление сдвигу, равное: для песчаных и сухих глинистых грунтов

$$p = f q_a,$$

где f — коэффициент трения по стенке, зависящий от вида изоляции, способов ее нанесения и свойств грунта. Для глинистых грунтов

$$p = \pi D c + f q_a,$$

где c — расчетное сцепление засыпки, q_a — нагрузка, равная интегральной сумме радиальных составляющих давления грунта на поверхности трубопровода.

Эта величина определяется физическими свойствами грунта и конструктивными параметрами заложения трубопровода.

Таким образом, для описания зависимости сопротивления грунта от продольного перемещения трубы должна использоваться нелинейная модель, которая бы при малых перемещениях переходила в линейный закон, а при больших — соответствовала жесткопластическому касательному отпору грунта.

Достаточно приемлемой в этом смысле является нелинейная модель, определяемая диаграммой Прандтля (рис. 1).

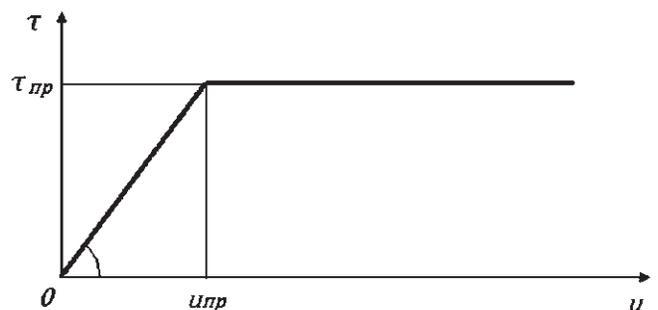


Рис. 1. Диаграмма Прандтля

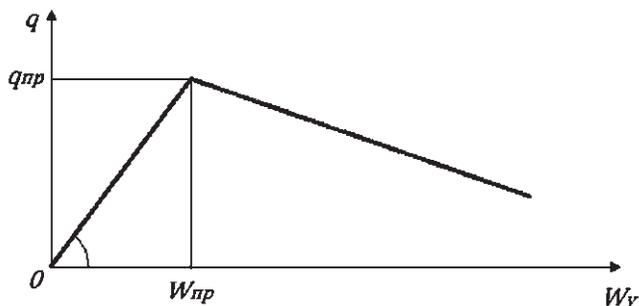


Рис. 2. Диаграмма Прандтля при вертикальном перемещении трубопровода вверх

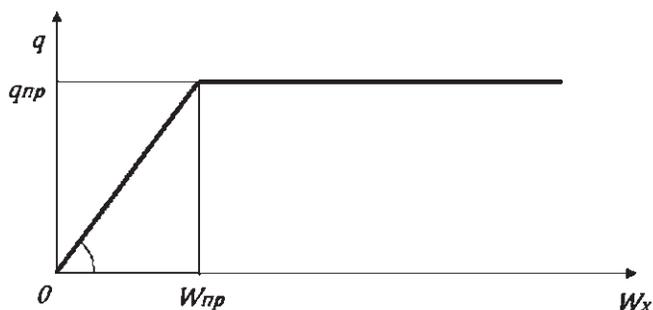


Рис. 3. Диаграмма Прандтля при поперечном перемещении трубопровода в горизонтальной плоскости

Под руководством А.Б. Айнбиндера выполнены экспериментальные исследования [1] по установлению расчетной модели грунта и ее количественных параметров.

На первом участке существует прямо пропорциональная зависимость:

$$\tau(u) = c_{x0}u,$$

где τ — касательное сопротивление грунта, u — продольное перемещение, c_{x0} — обобщенный коэффициент касательного сопротивления грунта.

На втором участке касательное сопротивление грунта при $u > u_{np}$ остается постоянным и равным τ_{np} .

Предельное сопротивление грунта сдвигу зависит от радиальных составляющих давления грунта по поверхности трубы и от сцепления грунта.

На основании проведенных экспериментов для определения предельного сопротивления грунта сдвигу рекомендована следующая формула:

$$\tau_{np} = \frac{q_{mp}}{\pi D_n} \operatorname{tg} \varphi_{zp} + 2\gamma_{zp} c_h D_n \operatorname{tg} \varphi_{zp} + 0,6c_{zp},$$

где q_{mp} — погонный вес трубопровода с продуктом, γ_{zp} — удельный вес грунта, φ_{zp} — угол внутреннего трения грунта, c_h — безразмерный коэффициент, вычисляемый:

для песчаных грунтов

$$c_h = 0,416 \frac{h_0}{D_n} - 0,056 \left(\frac{h_0}{D_n} \right)^2 + 0,095,$$

для глинистых грунтов

$$c_h = 0,367 \frac{h_0}{D_n} - 0,046 \left(\frac{h_0}{D_n} \right)^2 + 0,06,$$

h_0 — высота слоя засыпки от верхней образующей трубопровода до дневной поверхности.

Сопротивление грунта поперечным перемещениям трубопровода зависит от положения плоскости, где происходит перемещение. При вертикальном перемещении трубопровода вверх диаграмма имеет вид, указанный на рис. 2.

Для определения предельного сопротивления грунта вертикальным перемещениям трубопровода вверх рекомендована формула:

$$q_{np,гр.} = \gamma_{гр} D_n (h_0 - 0,39 D_n) + \gamma_{гр} h_0^2 \operatorname{tg} 0,7 \varphi_{гр} + \frac{0,7 c_{гр} h_0}{\cos 0,7 \varphi_{гр}},$$

где $C_{гр}$ — сцепление грунта.

При поперечном перемещении трубопровода в горизонтальной плоскости диаграмма имеет вид, указанный на рис. 3.

В данном случае величина предельного сопротивления определяется как:

$$q_{np} = \gamma_{гр} h_0 D_n \left[\operatorname{tg}^2 (45^\circ + 0,5 \varphi_{гр}) + \frac{2 c_{гр}}{\gamma_{гр} h_0} \operatorname{tg} (45^\circ + 0,5 \varphi_{гр}) \right]$$

В качестве примера использования вышеописанной модели взаимодействия приводится оценка напряженно-деформированного состояния подземного трубопровода. Координаты оси трубопровода задаются по результатам мониторинга по определению его пространственного положения (таблица).

В качестве исходных данных задаются характеристики физико-механических свойств окружающего грунта и зоны залегания грунтов в области рассматриваемого участка трубопровода, геометрические параметры трубопровода.

Для реализации модели поведения грунта используются его следующие характеристики:

угол внутреннего трения, удельный вес, удельное сцепление, обобщенный коэффициент касательного сопротивления, модуль деформации, коэффициент снижения модуля деформации засыпки по сравнению с грунтом ненарушенной структуры, коэффициент Пуассона.

Задача решается методом конечных элементов. Воздействие прилегающего грунта на трубопровод моделируется конечными элементами с нелинейной силовой характеристикой, определяемой по вышеуказанной методике. На концы исследуемого участка трубопровода накладываются симметричные граничные условия.

При заданном наружном диаметре трубопровода 1420 мм получены следующие результаты: эквивалентные напряжения по всему участку трубопровода не превышают значения 322 МПа, что меньше предела текучести материала трубопровода. Максимальное на-

Координаты оси трубопровода

Отметка оси трубопровода	884,987	884,965	885,422	884,394	883,352	882,981
Расстояние, м	31,52	90,57	150,89	211,14	261,52	311,05

пряжение наблюдается на среднем участке трубопровода, поскольку данное сечение является наиболее опасным сечением, возникающем под действием изгиба и внутреннего давления.

Результаты анализа нелинейного напряженно-деформированного состояния участка трубопровода позволяют оценить его несущую способность с учетом влияния на него таких факторов, как: воздействие внутреннего давления, температурный перепад, собственный вес трубопровода, вес транспортируемого продукта.

ЛИТЕРАТУРА:

1. Айнбиндер А.Б. Расчет магистральных и промысловых трубопроводов на прочность и устойчивость: Справочное пособие. — М.: Недра, 1987. — 287 с.
2. Бабин Л.А., Быков Л.И., Волохов В.Я. Типовые расчеты по сооружению трубопроводов. — М.: Недра, 1979. — 176 с.
3. Бородавкин П.П. Подземные трубопроводы. — М.: Недра, 1982. — 384 с.
4. Бородавкин П.П. Механика грунтов в трубопроводном строительстве. — М.: Недра, 1976. — 280 с.
5. Бородавкин П.П., Быков Л.И., Яблонский В.С. Об устойчивости подземных и наземных трубопроводов / Транспорт и хранение нефти и нефтепродуктов: Тр. НИИТранснефть. — Вып. III. — М.: Недра, 1964. — С. 155–164.
6. Бородавкин П.П., Таран В.Д. Трубопроводы в сложных условиях. — М.: Недра, 1968. — 303 с.
7. Флорин В.А. Основы механики грунтов [Текст]: в 2 т. — М.-Л.: Госстройиздат, 1961. — Т. 1 — 357 с.; Т. 2 — 544 с.

© Коллектив авторов, 2015

Николаева Мария Валентиновна // mnikolaeva1990@gmail.com
Бердыев Саид Сангинмуродович // sidbersan@gmail.ru
Полов Валентин Всеволодович // pvv791011@mail.ru
Иванов Андрей Владимирович // av_ivanov1@mail.ru
Капитонова Тамара Афанасьевна // kapitonova@iptpn.ysn.ru
Стручкова Галина Прокопьевна // kapitonova@iptpn.ysn.ru

УДК 622.24

Тимофеев Н.Г., Скрыбин Р.М., Аргунов Б.В. (Северо-Восточный федеральный университет)

О МОДЕРНИЗАЦИИ ШНЕКО-АККУМУЛИРУЮЩЕГО БУРОВОГО СНАРЯДА БОЛЬШОГО ДИАМЕТРА

*При разведке россыпных месторождений полезных ископаемых в условиях криолитозоны выполняется значительный объем сооружения разведочных шурфов. В этой области актуальной научно-технической задачей является замена технологии шурфопроходки буровыми работами (шурфоскважины) с одновременным снижением себестоимости и повышением эффективности бурения шурфоскважин по валунно-галечниковым отложениям. Отмеченную задачу можно решить путем совершенствования конструкции разработанного шнеко-аккумуляторного бурового снаряда [6]. **Ключевые слова:** шнеко-аккумуляторный буровой снаряд, шурфоскважина, криолитозона.*

Timofeev N.G., Skryabin R.M., Argunov B.V. (North-Eastern federal university)

ABOUT MODERNIZATION AUGER-DRILL ACCUMULATE LARGE DIAMETER

At investigation of loose mineral deposits in the conditions of a kriolitozona the considerable volume of a construction of prospecting holes is carried out. In this area, an actual scientific and

*technical task is replacement of technology of a shurfoprokhodka with drilling operations (shurfoskvazhina) with simultaneous decrease in prime cost and increase of effectiveness of drilling shurfoskvazhin on bouldery and pebble deposits. Noted problem can be solved by perfecting of a design of the developed shneko-heat-sink boring shell. **Key words:** auger-accumulating drill, pit well, permafrost.*

Основная часть россыпных месторождений полезных ископаемых (алмазов, золота, олова и др.) находится в арктической зоне северо-востока страны, где преобладает мощная толща многолетнемерзлых пород с особыми условиями для выбора техники и технологии буровых работ.

В Республике Саха (Якутия) значительные объемы разведки и разработки россыпных месторождений алмазов выполняет ОАО «Алмазы Анабара». Разведочные работы основаны на устаревающей технологии шурфопроходческих работ и осуществляются в основном дорогостоящими, малопроизводительными и небезопасными буровзрывными работами, которые ведутся только в зимнее время года в выработках глубиной до 15–20 м с большой долей ручного труда, что обуславливает трудоемкость и определенную опасность всего процесса. Для замены устаревшей и малопроизводительной технологии шурфопроходческих работ при разведке россыпных месторождений в условиях криолитозоны сотрудниками и студентами кафедры Технологии и техники разведки месторождений полезных ископаемых геологоразведочного факультета ФГАОУ ВПО «Северо-Восточный федеральный университет им. М.К. Аммосова» совместно с ОАО «Алмазы Анабара» спроектирован и изготовлен опытный вариант шнеко-аккумуляторного бурового снаряда (ШАС) диаметром 750 мм с поинтервальным отбором разрушенной породы (рис. 1).

Разработанный шнеко-аккумуляторный буровой снаряд [6] с поинтервальным отбором проб имеет следующие преимущества:

используется относительно упрощенная конструкция бурового снаряда (стандартные буровые инструменты);

шнековый транспортер расположен внутри колонковой трубы, при этом разрушенная порода не затирается в стенки скважины и обеспечивается качественный отбор пробы в полном объеме;



Рис. 1. Шнеко-аккумуляторный буровой снаряд диаметром 750 мм