

УДК 539.372

## ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ МАССИВА ГРУНТА ПЕРЕМЕЩЕНИЯМ ПОДЗЕМНОГО ТРУБОПРОВОДА

Яваров А.В.

*Санкт-Петербургский государственный политехнический университет,  
г. Санкт-Петербург, e-mail: yavarov\_av@mail.ru*

**Аннотация.** Массив грунта для подземного трубопровода является средой, оказывающей сопротивление его перемещениям. По этой причине при анализе напряженно-деформируемого состояния подземного трубопровода необходимо выполнять построение расчетной модели трубопровода совместно с массивом грунта.

В настоящей работе излагается методика численного моделирования сопротивления массива грунта перемещениям подземного трубопровода с учетом последовательности возведения сооружения. В работе применяются нелинейные модели грунта. Результаты численных расчетов сравниваются со значениями предельного сопротивления массива грунта, полученными с помощью инженерных методов. Представленная методика может быть использована для определения жесткости нелинейных связей при построении балочных моделей подземных трубопроводов.

**Ключевые слова:** нелинейные модели грунта, трубопровод, сопротивление массива грунта перемещениям трубопровода, последовательность возведения сооружения

В процессе эксплуатации под действием нагрузок и воздействий подземные трубопроводы испытывают продольные и поперечные перемещения. В массиве грунта, выступающего в роли среды для линейного сооружения, формируется реакция на данные перемещения. В первом приближении можно указать, что влияние сопротивления массива на напряженно-деформируемое состояние (НДС) трубопровода будет тем больше, чем жестче грунт и гибче стенки трубы.

Учитывая факт нелинейного деформирования грунтов, задача расчета НДС подземного трубопровода решается посредством моделирования совместной системы «Подземный трубопровод - массив грунта» (далее – система).

Конечно-элементному моделированию взаимодействия подземного трубопровода - массива грунта посвящены работы Айнбиндера А.Б., Камерштейна А.Г. [1, 2], Селезнева В.Е., Алешина В.В. с соавт. [3 - 6], Яварова А.В., Лалина В.В. [7-9], Altae A., Fellenius B.H. [10], Phillips R., Barrette J., Jafari A., Park T., Piercey G. [11], Popescu R., Nobahar A. [12], Tanaka T., Ariyosh M., Mohri Y. [13] и другие исследования.

Целью настоящей работы является, во-первых, разработка методики численного моделирования сопротивления массива грунта перемещениям трубопровода, во-вторых, анализ реакции массива при использовании различных физических моделей грунта, в-третьих, сравнение результатов численного моделирования с инженерными методами оценки взаимодействия трубопровода и массива грунта.

Важным замечанием к проделанной работе является следующее: продольные перемещения трубы и кручение трубы относительно ее оси вызывают, прежде всего, формоизменение окружающего грунта (деформации сдвига), в то время, как поперечные перемещения – и формоизменение, и уплотнение (объемные деформации).

При использовании численного моделирования массив грунта можно представить различными способами, например, с помощью сплошной или дискретной сред.

В настоящей работе грунт представлен сплошной средой. В качестве численного метода выбран метод конечных элементов. Расчеты выполнены с использованием программно-вычислительного комплекса (ПК) SOFiSTiK, который имеет сертификат ассоциации NAFEMS о верификации, и в котором реализованы различные модели материалов. Определение сопротивления грунта рассмотрено на примере участка магистрального газопровода диаметром 720 мм с толщиной стенки 11 мм (рис. 1).

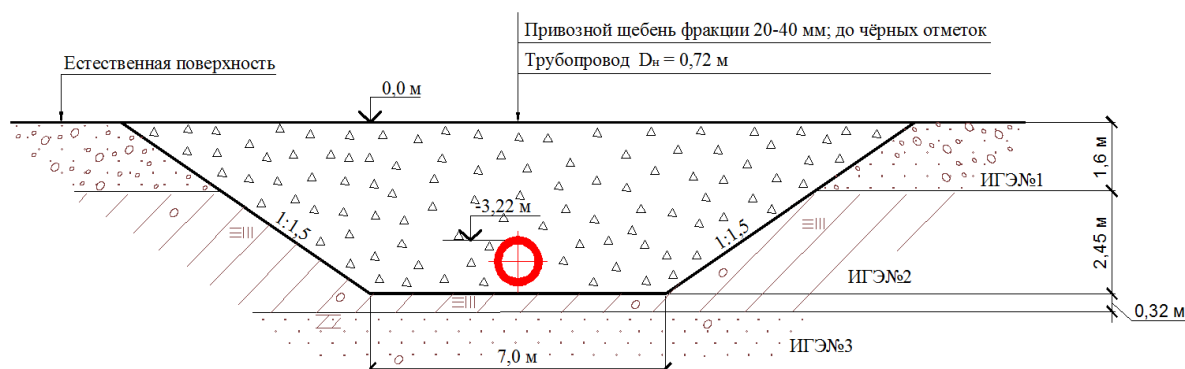


Рис. 1. Поперечное сечение участка магистрального газопровода

Анализ сечения выполнен в геометрически линейной постановке. Установленные смещения трубы достигают не более 10 % от ее диаметра. Рассматриваются продольные и поперечные перемещения трубопровода.

### *Пространственная конечно - элементная модель*

Массив грунта задается объемными конечными элементами (далее – КЭ), трубопровод – оболочечными. Задача решается в плоской постановке. Размер конечных элементов вдоль оси трубопровода задается равным 1 м.

При построении модели нижняя и боковая грани массива грунта назначаются на расстоянии, равным тридцати пяти диаметрам трубопровода так, чтобы размеры массива не оказывали влияния на результаты расчетов.

Построение сетки конечных элементов выполняется с учетом последовательности возведения сооружения. Фрагмент конечно-элементной модели вблизи трубопровода с указанием стадий расчета представлен на рис. 2.

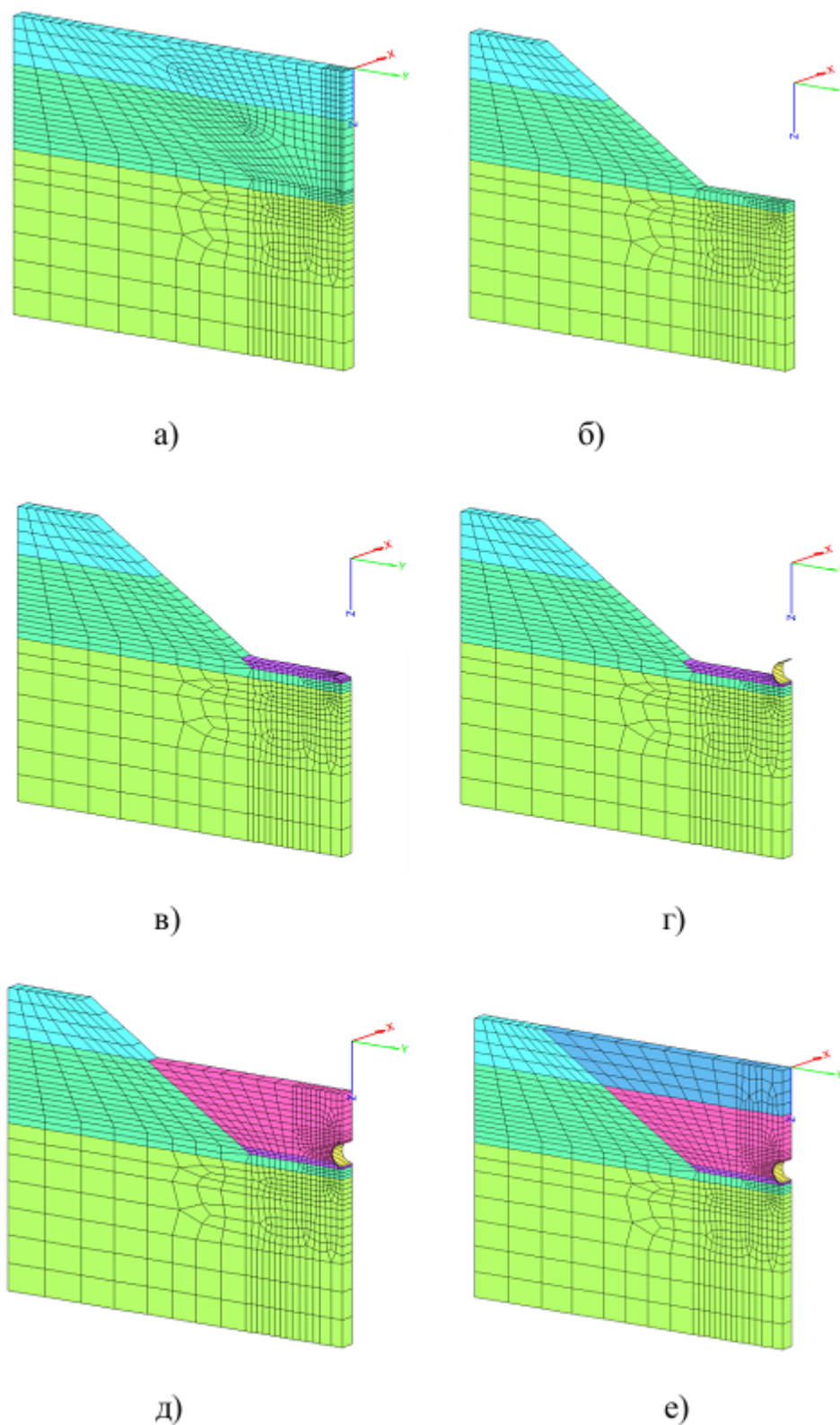


Рис. 2. Этапы возведения магистрального трубопровода:  
а – природное напряженное состояние массива грунта; б – экскавация грунтов;  
в – обратная засыпка траншеи; г – укладка трубопровода;  
д-е – обратная засыпка траншеи

### Граничные условия

Для боковых поверхностей массива грунта установлены запреты перемещений по нормали к поверхностям, по нижней грани массива – полный запрет перемещений.

### Модели материалов

Модель материала трубопровода принята как линейно-упругая (табл. 1).

Таблица 1. Параметры линейно-упругой модели

Материал трубопровода	Модуль упругости, кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент Пуассона	Удельный вес, кН/м <sup>3</sup>
Сталь	210 000 000	0,3	78

Инженерно-геологические элементы, слагающие массив грунта, заданы с помощью следующих моделей: упруго-пластическая модель с критерием Кулона-Мора с неассоциированным законом течения (далее – модель Кулона-Мора), модель с независимым упрочнением при уплотнении и формоизменении Gran.

### Модель Кулона - Мора

Функцию текучести и пластический потенциал для использованного в настоящей работе варианта модели Кулона-Мора можно записать следующим образом [21]:

$$f = \frac{1}{3} I_1(T_\sigma) \sin \varphi + \sqrt{I_2(D_\sigma)} \left( \cos \theta - \frac{\sin \theta \sin \varphi}{\sqrt{3}} \right) - c \cos \varphi \leq 0, \\ g = \frac{2 \sin \nu}{\sqrt{3}(3 \pm \sin \nu)} I_1(T_\sigma) + \sqrt{I_2(D_\sigma)}, \quad (1)$$

где  $I_1(T_\sigma)$  – первый инвариант тензора напряжений;  $I_2(D_\sigma)$  – второй инвариант девиатора напряжений;  $\nu$  – угол дилатансии;  $\theta$  – угол, выражающийся как:

$$\theta = \frac{1}{3} \arcsin \left[ \frac{-3\sqrt{3} I_3(D_\sigma)}{2 I_2(D_\sigma)^{3/2}} \right], -\frac{\pi}{6} \leq \theta \leq \frac{\pi}{6}, \quad (2)$$

где  $I_3(D_\sigma)$  – третий инвариант девиатора напряжений.

### Модель Gran

Модель Gran основана на работах Desai C.S., Christian J.T. [14], Duncan J.M., Chang C.Y. [15], Kondner R.L., Zelasko J.S. [16], Ohde J. [17, 18], Rowe P.W. [19], Schanz T. [20].

В отличие от идеальных упруго-пластических моделей поверхность текучести модели упрочняющегося грунта не зафиксирована в пространстве главных напряжений и может расширяться при пластическом деформировании. Расшире-

ние поверхности текучести и формирование в ее пределах зоны упругого поведения именуется упрочнением. В модели реализованы два типа упрочнения: упрочнение при объемном нагружении и упрочнение при формоизменении.

Модель Gran является аналогом модели Hardening Soil Model, реализованной в программе Plaxis. Описание модели Gran приведено в [21].

В представленных нелинейных моделях установлен один и тот же критерий прочности Кулона-Мора.

### *Параметры моделей грунтов*

В табл. 2 представлены параметры модели Кулона-Мора, в рамках которой задаются свойства инженерно-геологических элементов и материала обратной засыпки траншеи. При задании модели Кулона-Мора дилатансия не учитывается. Параметры модели Gran для грунтов массива представлены в табл. 3.

Для рассматриваемого участка трассы уровень грунтовых вод совпадает с дневной поверхностью. В расчетной модели учитывается взвешивающее действие воды и замена суглинка тугопластичного на привозной щебень.

Таблица 2. Параметры модели Кулона-Мора

Инженерно-геологический элемент	Модуль общей деформации $E_{каст}$ , кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент поперечного расширения $\mu$	Удельный вес $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	Угол внутреннего трения $\varphi$ , °	Сцепление $c$ , кН/м <sup>2</sup>	Прочность при растяжении $f_t$ , кН/м <sup>2</sup>	Угол дилатансии $\nu$ , °
1 – гравийно-галечниковый и галечниковый грунты, насыщенные водой	45 000	0,3	22	38	1	1	0
2 – суглинок легкий, редко тяжелый, песчанистый, с примесью органических остатков, тугопластичный (aIV)	9 500	0,3	18,9	20	19	1	0
3 – песок пылеватый средней крупности, насыщенный водой (aIV)	28 500	0,3	20	33	2	1	0
Материал обратной засыпки траншеи	39 000	0,3	19	36	1	1	0

Таблица 3. Параметры модели с независимым упрочнением Gran

№	Характеристика	Единица измерения	ИГЭ 1 – гравийно-галечниковый и галечниковый грунты, насыщенные водой	ИГЭ 2 – суглинок легкий, редко тяжелый, песчанистый, с примесью органических остатков, тугопластичный (aIV)	ИГЭ 3 – песок пылеватый средней крупности, насыщенный водой (aIV)
1	Секущий начальный модуль деформации, $E_{нач}$	кН/м <sup>2</sup>	135 000	28 500	85 500
2	Коэффициент поперечного расширения, $\mu$	–	0,3	0,3	0,3
3	Угол внутреннего трения, $\phi$	°	38	20	33
4	Сцепление, $c$	кН/м <sup>2</sup>	1	19	2
5	Предел прочности на растяжение, $f_t$	кН/м <sup>2</sup>	1	1	1
6	Угол дилатансии, $\nu$	°	6	0	2
7	Касательный компрессионный модуль деформации, $E_{s,ref}$	кН/м <sup>2</sup>	45 000	9 500	28 500
8	Коэффициент бокового давления грунта, $k_0$	–	0,384	0,66	0,46
9	Секущий модуль, определяемый по результатам трехосных испытаний, $E_{50,ref}$	°	45 000	9 500	28 500
10	Показатель, $m$	кН/м <sup>2</sup>	0,7	0,6	0,7
11	Показатель потери несущей способности, $0,5 < R_f < 1,0$	–	0,9	0,9	0,9
12	Опорный уровень напряжений, $p_{ref}$	кН/м <sup>2</sup>	100	100	100
13	Удельный вес, $\gamma$	кН/м <sup>3</sup>	22	18,9	20

### ***Расчет природного напряженного состояния***

При расчете природного напряженного состояния встает вопрос назначения коэффициента бокового давления грунта:

$$K_0 = \sigma_x / \sigma_z, \quad (3)$$

где  $\sigma_x$  – горизонтальное напряжение в массиве грунта, кН/м<sup>2</sup>;  $\sigma_z$  – вертикальное напряжение в массиве грунта, кН/м<sup>2</sup>.

Различные подходы к заданию  $K_0$  освещены в многочисленной литературе, включая [22 - 24].

В ПК SOFiSTiK при реализации модели Кулона-Мора по умолчанию заложено следующее выражение:

$$K_0 = \frac{\mu}{1 - \mu}, \quad (4)$$

где  $\mu$  – коэффициент поперечного расширения.

Недостатком данного подхода является возможное нахождение грунта в предельном состоянии на стадии природного напряженного состояния.

При назначении параметров модели Gran (табл. 3) коэффициент бокового давления грунта задан по получившему распространению в инженерной практике уравнению Яку [22]:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi, \quad (5)$$

где  $\varphi$  – угол внутреннего трения.

### ***Моделирование экскавации грунта***

Корректное моделирование экскавации (разгрузки) массива возможно путем задания разгрузочного модуля деформации. В модели Gran он назначается равным начальному текущему модулю деформации. В случае с моделью Кулона-Мора модуль деформации будет постоянен как при нагружении, так и при разгрузке.

### ***Контактный слой конечных элементов***

Поскольку задача решается в геометрически линейной постановке, при определении сопротивления массива поперечным перемещениям трубы контактный слой не задается.

### ***Определение сопротивления массива грунта вертикальным поперечным перемещениям трубопровода***

В качестве внешнего воздействия задаются вертикальные вынужденные перемещения стенки трубопровода от 0,001 м до 0,07 м с шагом 0,001 м.

Для каждого шага расчета суммируются узловые реакции в двух сечениях трубы. С учетом того, что размер КЭ вдоль трубы равен 1 м, получается сопротивление массива на 1 п.м. трубы.

Ввиду разницы в мощности обратной засыпки траншеи и грунта под трубопроводом сопротивление массива определяется отдельно для смещения трубы по направлению вверх и вниз.

Расчетная кривая зависимости «перемещение трубы - реакция массива грунта на 1 п.м. трубы» представлена на рис. 3. Для участка расчетной кривой, полученной с применением модели Кулона-Мора, после достижения удерживающей способности грунта использована полиномиальная интерполяция расчетных реакций.

Для качественной оценки сопротивления вертикальным перемещениям на полученный график наносятся результаты расчета удерживающей способности массива с применением инженерных моделей взаимодействия «подземный трубопровод - массив грунта».

Для этого используется выражение предельного сопротивления грунта вертикальным перемещениям трубопровода  $q_{\text{верт пред}}$ , приведенное в [2]:

$$q_{\text{верт пред}} = \gamma_{\text{зп}} D_n (h_0 - 0,39 D_n) + \gamma_{\text{зп}} h_0^2 \operatorname{tg}(0,7 \varphi_{\text{зп}}) + \frac{0,7 c_{\text{зп}} h_0}{\cos(0,7 \varphi_{\text{зп}})}, \quad (6)$$

где  $\gamma_{\text{зп}} = 9 \text{ кН/м}^3$  – удельный вес засыпки с учетом взвешивающего действия воды;  $D_n = 0,72 \text{ м}$  – наружный диаметр трубы;  $\varphi_{\text{зп}} = 36^\circ$  – угол внутреннего трения;  $c_{\text{зп}} = 1 \text{ кПа}$  – сцепление грунта;  $h_0 = 3,58 \text{ м}$  – расстояние от верха засыпки до оси трубы.

С учетом анализа формулы (6), проведенного в [6], воспользуемся дополнительно следующим выражением для предельного сопротивления:

$$q_{\text{верт пред}} = \gamma_{\text{зп}} D_n \left( h_0 - \frac{\pi}{8} D_n \right) + \gamma_{\text{зп}} h_0^2 \operatorname{tg}(0,7 \varphi_{\text{зп}}) + 2 c h_0. \quad (7)$$

Оценку точности инженерных методов определения сопротивления массива грунта выполняется с помощью относительной погрешности:

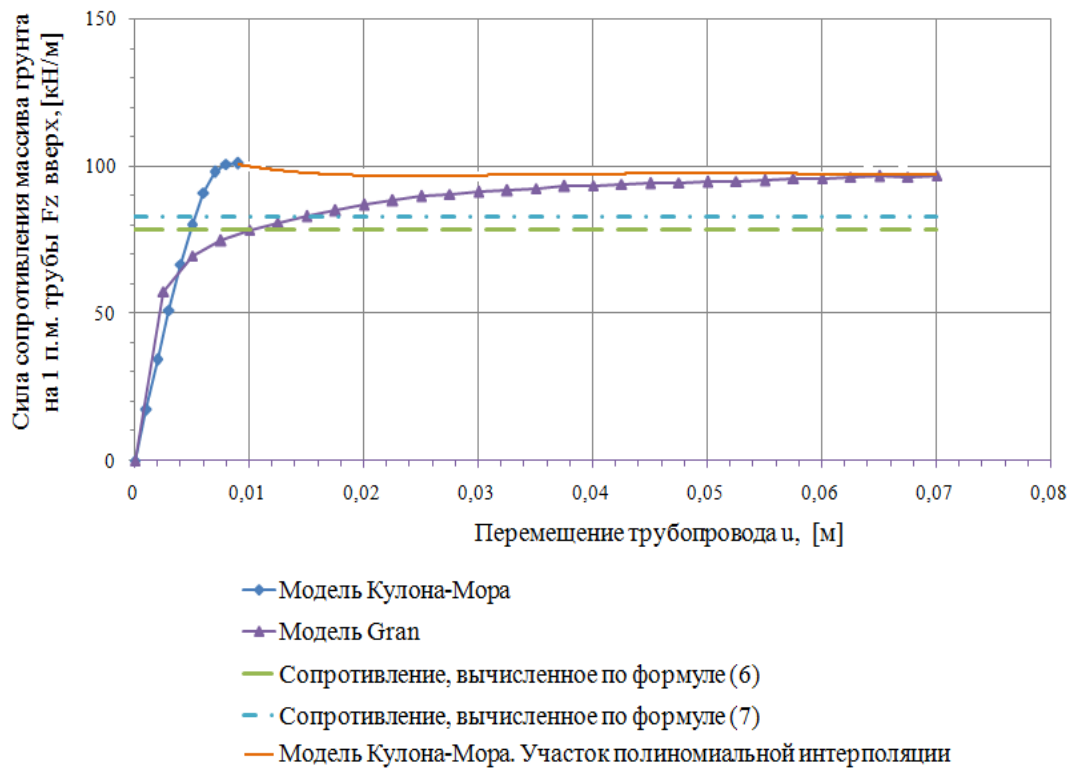
$$\Delta = \frac{q_{\text{пред}} - F_n}{q_{\text{пред}}}, \quad (8)$$

где  $q_{\text{пред}}$  – предельное сопротивление массива грунта, рассчитанное с применением инженерной методики, кН/1 п.м.;  $F_n$  – значение сопротивления, полученное численным методом, кН/1 п.м.

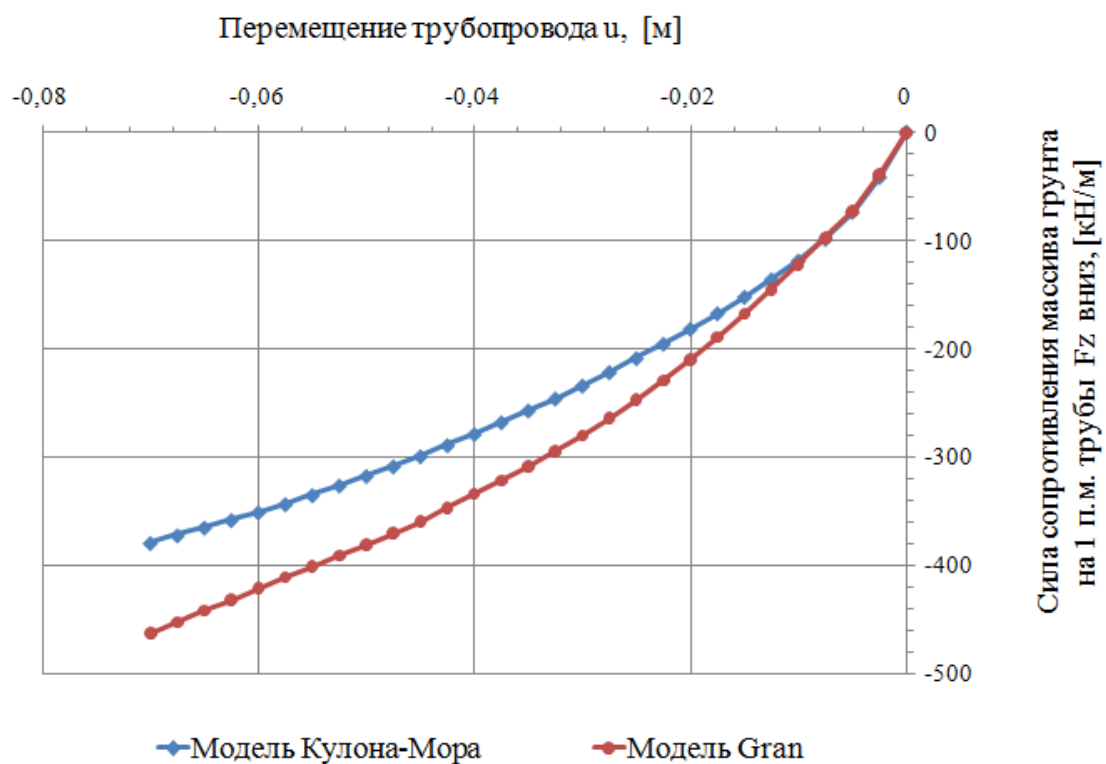
Соответственно, для формулы (6) относительная погрешность составит 23,4%, а для (7) – 16,9%. Данный результат отражает возможность проверки численных результатов инженерными методами.

Для случая перемещения трубопровода по направлению вниз выход расчетной кривой на асимптоту не зафиксирован (рис. 3б) в отличие от случая перемещения в обратном направлении (рис. 3а). По этой причине в [1] рекомендуется использовать линейную зависимость между сопротивлением грунта и поперечным перемещением трубопровода по направлению вниз.





а)



б)

Рис. 3. Зависимость реакции массива грунта от вертикального перемещения трубопровода по направлениям вверх (а) и вниз (б)

**Определение сопротивления массива грунта  
горизонтальным поперечным перемещениям трубопровода**

В качестве внешнего воздействия задаются горизонтальные вынужденные перемещения трубопровода от 0,001 м до 0,037 м с шагом 0,001 м.

В этой задаче отсутствует вертикальная плоскость симметрии и необходимо использовать полную модель трубопровода и массива грунта. Полученные результаты приведены на рис. 4.

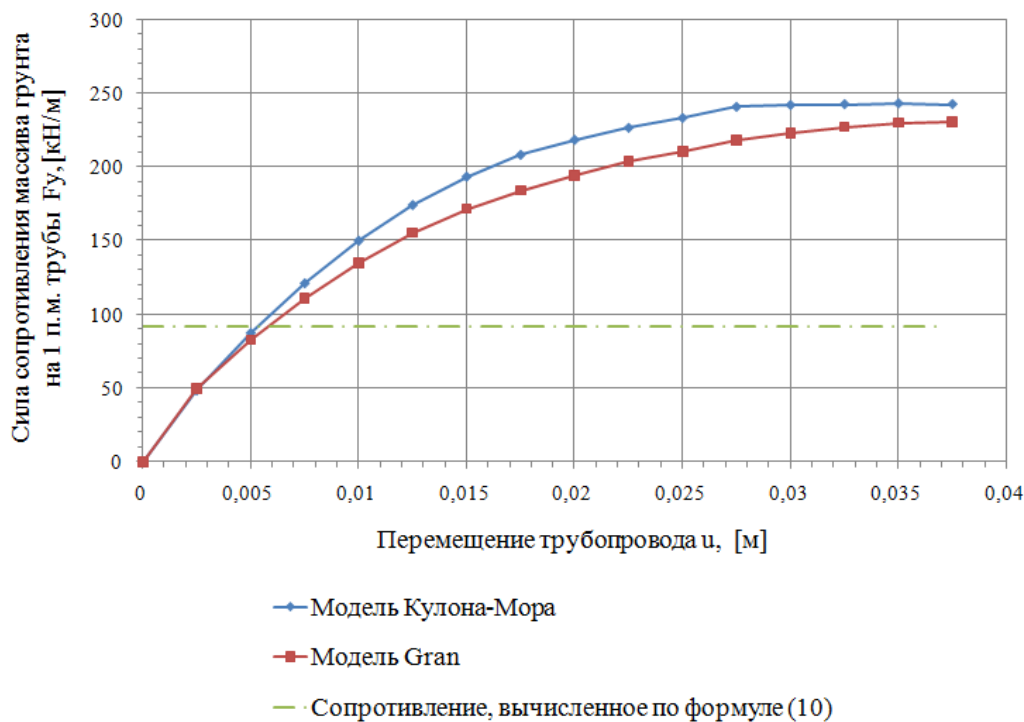


Рис. 4. Зависимость реакции массива грунта от горизонтального поперечного перемещения трубопровода

По аналогии с предыдущей задачей выполняется анализ сопротивления массива с применением инженерной модели взаимодействия:

$$q_{гор\ пред} = \gamma_{сп} h_0 D_n k_p, \quad (9)$$

где  $k_p$  – коэффициент бокового пассивного давления грунта:

$$k_p = \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\varphi_{сп}}{2}\right) + \frac{2c_{сп}}{\gamma_{сп} h_0} \operatorname{tg}\left(45 + \frac{\varphi_{сп}}{2}\right). \quad (10)$$

В соответствии с формулой (8) погрешность выражения (9) при использовании модели Кулон-Мора составляет 162 %. Столь большое различие в полученных результатах согласно [6] объясняется тем, что выражение (9) получено из решения задачи определения пассивного давления связанного грунта на плоские гладкие вертикальные стенки.

### ***Определение сопротивления массива грунта продольным перемещениям трубопровода***

Для определения сопротивления массива грунта продольным перемещениям трубы следует преобразовать построенную модель копированием всех элементов системы вдоль оси трубопровода – рис. 5. Граничные условия задаются аналогично случаю расчета сопротивления массива поперечным перемещениям трубопровода.

Особое внимание следует уделить контактному взаимодействию трубопровода и массива грунта. В модель совместной системы вводится слой конечных элементов (рис. 6), для которого в рамках модели Кулона-Мора устанавливаются угол внутреннего трения и сцепление по поверхности трубопровод - грунт.

Сложность решения данной задачи вызвана оборудованием трубопровода вспомогательными устройствами. В частности, для рассматриваемого участка это: изоляция, сплошная футеровка трубопровода деревянными рейками и чугунные пригрузки.

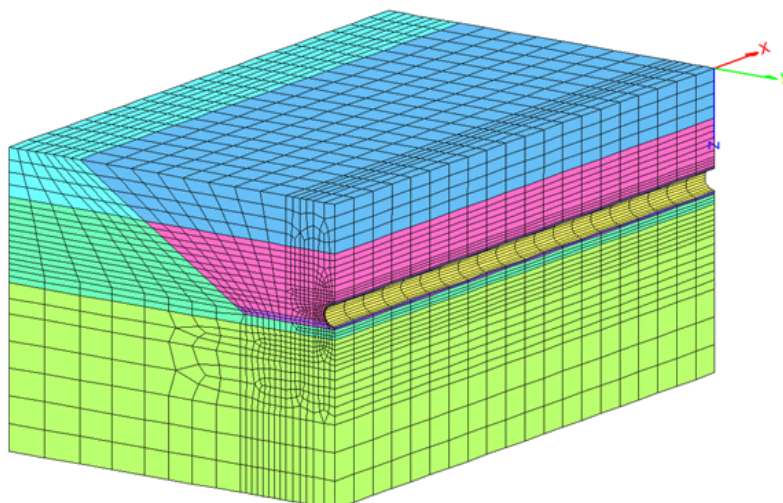


Рис. 5. Моделирование сопротивления массива продольным перемещениям подземного трубопровода

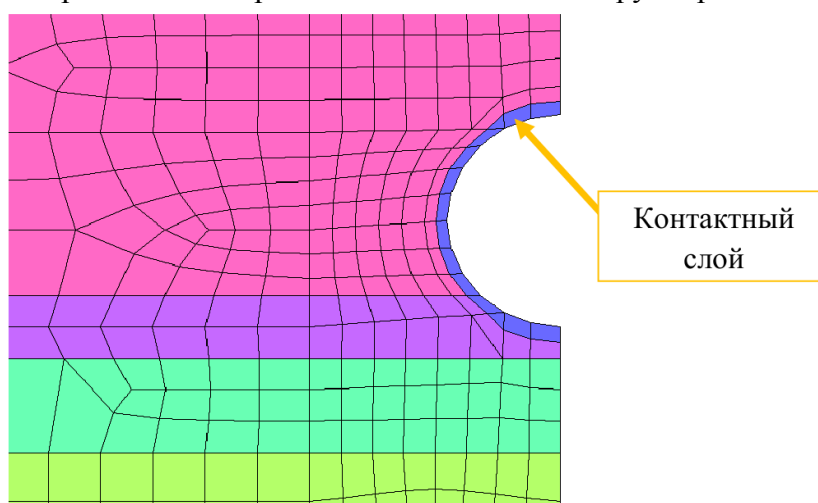


Рис. 6. Моделирование контакта трубопровод - грунт

С учетом того, что срок эксплуатации трубопровода может превышать тридцать лет, следует рассмотреть два расчетных случая:

*1. контактное взаимодействие сплошная футеровка - массив грунт*

Поскольку чугунные пригрузки на данном участке устанавливаются с шагом 3 м, то в первом приближении их влиянием на сопротивление массива пренебрегаем. Коэффициент трения дерева по грунту принимается в соответствии с [25] равным 0,5, то есть угол внутреннего трения для контактного слоя составляет  $26^\circ$ , сцеплением по поверхности пренебрегаем. Модуль упругости, угол внутреннего трения, удельный вес для контактных элементов задаются как для материала засыпки.

*2. контактное взаимодействие трубопровод - массив грунта*

Коэффициент трения стали по материалу засыпки составляет – 0,3 [26], угол внутреннего трения, соответственно –  $16,69^\circ$ , сцеплением по поверхности пренебрегаем. Модуль упругости, угол внутреннего трения, удельный вес для контактных элементов задаются как для материала засыпки.

Также возможно выделить случай трения антикоррозионного покрытия по грунту, однако ввиду отсутствия экспериментальных данных случай не рассматривается.

Результаты расчета считывались с центрального сечения трубы с расчетом получения данных без влияния граничных условий – рис. 7.

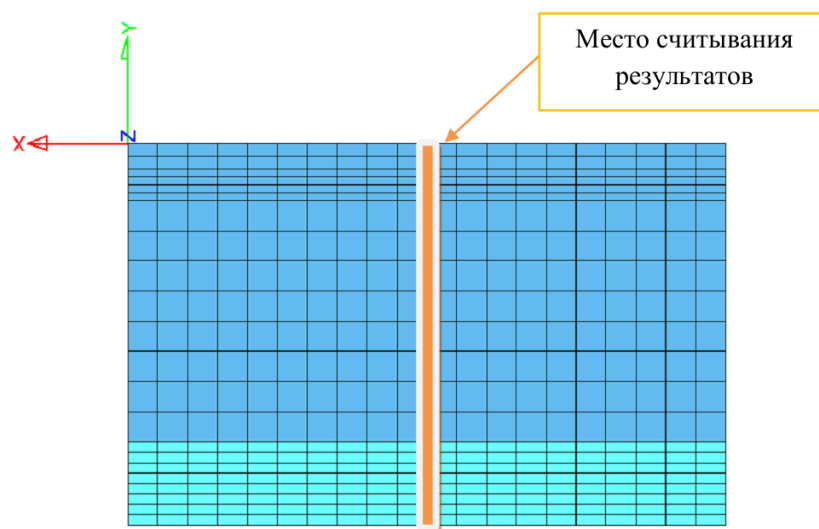


Рис. 7. КЭ-модель. Вид сверху. Место считывания результатов

Результаты конечно-элементного моделирования представлены на рис. 8. Все результаты получены при использовании модели Кулона-Мора. При использовании модели Gran не удалось достичь сходимости итерационного процесса.

В отличие от предыдущих случаев, в данной задаче инженерная оценка предельного сопротивления массива грунта не приводится. Согласно [6] выраже-

ние для предельного сопротивления грунта по [2] соответствует случаю срастания труб с грунтом – силы адгезии грунта с поверхностью трубы превышают предельное сопротивление грунта сдвигу, что в случае засыпки траншеи щебнем не будет иметь места.

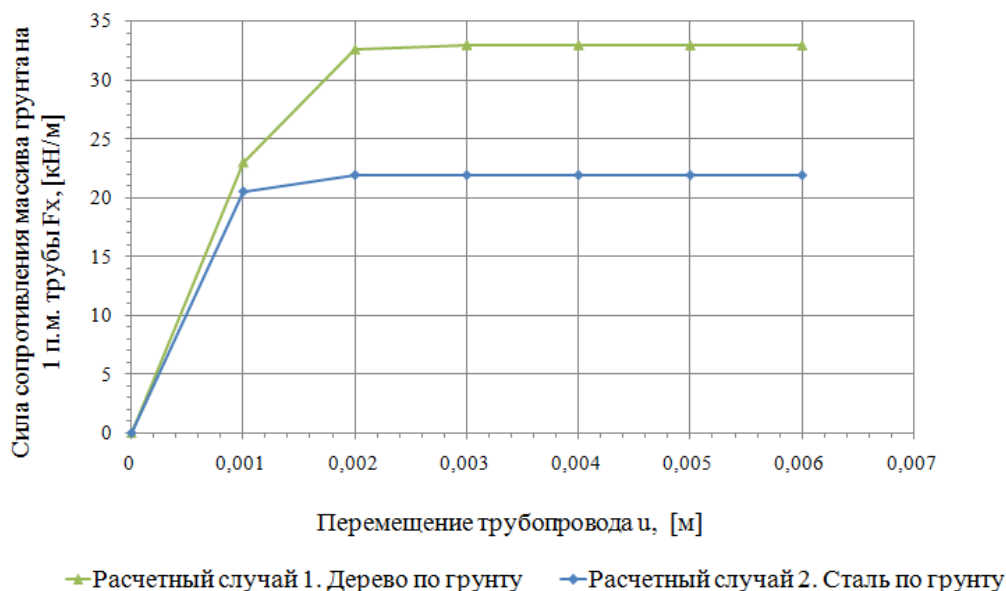


Рис. 8. Зависимость реакции массива грунта от продольного перемещения трубопровода

Результаты расчетов показывают, что продольные перемещения трубопровода вызывают, преимущественно, формоизменение массива грунта, в результате график зависимости имеет билинейный характер.

### **Выводы**

1. Представленная методика определения реакции массива грунта на перемещения трубопровода может быть использована для определения жесткости нелинейных связей, устанавливаемых в каждом узле стержневой модели магистрального трубопровода по трем взаимно перпендикулярным направлениям.

2. Модель Кулона-Мора позволяет определить предельную удерживающую способность массива грунта при перемещениях трубопровода, поэтому она может быть использована для определения жестко-пластических связей стержневых моделей трубопроводов в задачах с большими перемещениями.

3. Модель Gran более корректно описывает физику деформирования массива, например: учет разгрузочного модуля деформации, независимое упрочнение при уплотнении и формоизменении и т.д., как следствие, данная модель позволяет определить как предел удерживающей способности массива грунта, так и жесткости нелинейных связей, моделирующих работу массива грунта.

4. Для удобства применения изложенную методику можно в виде макроса заложить в прикладной программный вычислительный комплекс, сведя задачу определения жесткостей нелинейных связей к заданию геометрических параметров траншеи, трубопровода и характеристик массива грунта.

### Литература

1. Айнбиндер А.Б., Камерштейн А.Г. Расчет магистральных трубопроводов на прочность и устойчивость. М.: Недра, 1982. 340 с.
2. Айнбиндер А.Б. Расчет магистральных и промысловых трубопроводов на прочность и устойчивость. М.: Недра, 1991. 287 с.
3. Селезнев В.Е., Алешин В.В., Клишин Г.С. Методы и технологии численного моделирования газопроводных систем. М.: Едиториал УРСС, 2002. 448 с.
4. Алешин В.В., Селезнев В.Е. и др. Численный анализ прочности подземных трубопроводов. М.: Едиториал УРСС, 2003. 320 с.
5. Селезнев В.Е., Алешин В.В., Прялов С.Н. Основы численного моделирования магистральных трубопроводов. М.: КомКнига, 2007. 483 с.
6. Селезнев В.Е., Алешин В.В., Прялов С.Н. Математическое моделирование магистральных трубопроводных систем. Дополнительные главы. М.: МАКС Пресс, 2009. 356 с.
7. Яваров А.В., Лалин В.В. Методика численного определения сопротивления грунта поперечным перемещениям магистрального трубопровода с учетом физической нелинейности // Численные методы расчётов в практической геотехнике. Сб. науч. статей. СПб, 2012. С. 241 - 246.
8. Яваров А.В., Лалин В.В. К вопросу построения конечно-элементной оболочечной модели подземной прокладки магистрального трубопровода // Тез. докл. международной конференции «Проблемы прочности материалов и сооружений на транспорте». СПб: 2011. С. 106.
9. Яваров А.В., Лалин В.В. Технология построения объемных конечно - элементных моделей подземных магистральных трубопроводов // Тез. докл. пятого всероссийского форума студентов, аспирантов и молодых ученых «Наука и инновации в технических университетах». СПб., 2011. С. 35.
10. Altae A., Fellenius B.H. Finite element modeling of lateral pipeline-soil interaction // 14th International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering. 1996. pp. 1 - 9.
11. Phillips R., Barrette J., Jafari A., Park T., Piercey G. Pipeline Integrity For Ground Movement Hazards. Report prepared for United States Department of Transportation, C-CORE Report R-07-082-459v2. St. John: C-CORE, 2008. 154 p.
12. Popescu R., Nobahar A. 3D Finite Element Analysis of Pipe-Soil Interaction – Effects of groundwater. Final Report C-CORE Report R-02-029-076 2003. St. John: C-CORE, 2003. 42 p.

13. Tanaka T., Ariyosh M., Mohri Y. Displacement, stress and strain of flexible buried pipe taking into account the construction process // Численные методы расчётов в практической геотехнике. Сб. науч. статей. СПб., 2012, С. 282 -288.
14. Desai C.S., Christian J.T. Numerical methods in geotechnical engineering. McGraw-Hill Book Company, 1977. 783 p.
15. Duncan J.M., Chang C.Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soil. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. 1970. Volume 96. Issue 5. PP. 1629 -653.
16. Kondner R.L., Zelasko, J.S. A hyperbolic stress strain relation for sands // Proc. 2nd Pan. Am. I-COSFE Brazil 1. 1963. PP. 289 -394.
17. Ohde J. Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund // Bauingenieur, 20, 1939. PP. 451 -459.
18. Ohde J. Grundbaumechanik, Huette, BD, III, 27. Auflage, 1951.
19. Rowe P.W. The Stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact // Proc. R. Soc. Lond. A 9 October 1962. Vol. 269. No. 1339. pp. 500 -527. doi: 10.1098/rspa.1962.0193
20. Schanz T. Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien. Habilitation, Mitt. Inst. für Geotechnik, Universität Stuttgart, Heft 45, 1998. p. 152.
21. Manual «SOFiSTiK. Auqa. Materials and Cross Sections». Version 15.81. Oberschleissheim: SOFiSTiK AG, 2011. 322 p.
22. Jaky J. The Coefficient of Earth Pressure at Rest // Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers. October. 1944. PP. 355 -358.
23. Sherif M.A., Fang Y.S., Sherif R.I.  $K_A$  and  $K_0$  behind rotating and non-yielding walls // Journal of Geotechnical Engineering, ASCE. Vol. 110. Issue 1. 1984. PP. 41 -56. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1984)110:1(41)
24. Mayne P.W., Kulhawy F.H.  $K_0$ -OCR Relationships in Soil // Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE. Vol 108. No. GT6. June. 1982. PP. 851 -872.
25. ОСТ 36-128-85. Устройства и приспособления монтажные. Методы расчёта и проектирования.
26. Шестопапов К.К. Машины для земляных работ. М.: МАДИ, 2011. 145 с.

## NUMERICAL ANALYSIS OF SOIL RESISTANCE TO MOVEMENT OF BURIED PIPELINE

A.V. Yavarov

*St.Petersburg State Polytechnical University, Saint-Petersburg, Russia*

*e-mail: yavarov\_av@mail.ru*

**Abstract.** Methodology of numerical analysis of soil resistance to movement of buried pipeline is presented in this article. Construction stages and nonlinear soil models are used. Results of numerical analysis are compared with values of the ultimate soil resistance which were received by engineering methods. This investigation could be applied for determining stiffness of nonlinear springs of beam pipeline models.

**Keywords:** soil resistance, buried pipeline, nonlinear soil models, construction stages, finite element method

### References

1. Ainbinder A.B., Kamershtein A.G. Raschet magistral'nykh truboprovodov na prochnost' i ustoichivost' (The calculation of pipelines on the strength and stability). Moscow, Nedra, 1982. 340 p.
2. Ainbinder A.B. Raschet magistral'nykh i promyslovykh truboprovodov na prochnost' i ustoichivost' (The calculation of the main and field pipelines on the strength and stability). Moscow, Nedra, 1991. 287 p.
3. Seleznev V.E., Aleshin V.V., Klishin G.S. Metody i tekhnologii chislennogo modelirovaniya gazoprovodnykh sistem (Methods and technologies of numerical simulation of gas pipeline systems). Moscow, Editorial URSS, 2002. 448 p.
4. Aleshin V.V., Seleznev V.E. et al. Chislennyi analiz prochnosti podzemnykh truboprovodov (Numerical analysis of the strength of underground pipelines). Moscow, Editorial URSS, 2003. 320 p.
5. Seleznev V.E., Aleshin V.V., Pryalov S.N. Osnovy chislennogo modelirovaniya magistral'nykh truboprovodov (Fundamentals of numerical simulation of trunklines). Moscow, KomKniga, 2007. 483 p.
6. Seleznev V.E., Aleshin V.V., Pryalov S.N. Matematicheskoe modelirovanie magistral'nykh truboprovodnykh sistem. Dopolnitel'nye glavy (Mathematical modeling of trunkline systems. Additional chapters). Moscow, MAKS Press, 2009. 356 p.
7. Yavarov A.V., Lalin V.V. Metodika chislennogo opredeleniya soprotivleniya grunta poperechnym peremeshcheniyam magistral'nogo truboprovoda s uchetom fizicheskoi nelineinosti (Numerical simulation of soil resistance to transverse movements of main pipeline, subject to the physical nonlinearity), *Chislennyye metody raschetov v prakticheskoi geotekhnike. Sb. nauch. statei (Numerical methods in geotechnical engineering. Collection of scientific papers)*. SPb., 2012. PP. 241 - 246.



8. Yavarov A.V., Lalin V.V. K voprosu postroeniya konechno-elementnoi obolocheknoi modeli podzemnoi prokladki magistral'nogo truboprovoda (The problem of constructing finite element shell model of the underground main pipeline), *Tez. dokl. mezhdunarodnoi konferentsii "Problemy prochnosti materialov i sooruzhenii na transporte"*. (Abstracts of the International Conference "Problems of the strength of materials and structures in transport"). SPb., 2011. P. 106.
9. Yavarov A.V., Lalin V.V. Tekhnologiya postroeniya ob'emnykh konechno-elementnykh modelei podzemnykh magistral'nykh truboprovodov (Technology of three-dimensional finite-element models of underground pipelines). *Tez. dokl. V vserossiiskogo foruma studentov, aspirantov i molodykh uchenykh "Nauka i innovatsii v tekhnicheskikh universitetakh"* (Abstracts of the V All-Russian forum of students and young scientists "Science and innovation at the technical universities"). SPb., 2011. P. 35.
10. Altaee A., Fellenius B.H. Finite element modeling of lateral pipeline-soil interaction, *14th International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering*. 1996. pp. 1 -9.
11. Phillips R., Barrette J., Jafari A., Park T., Piercey G. Pipeline Integrity For Ground Movement Hazards. Report prepared for United States Department of Transportation, C-CORE Report R-07-082-459v2. St. John: C-CORE, 2008. 154 p.
12. Popescu R., Nobahar A. 3D Finite Element Analysis of Pipe-Soil Interaction – Effects of groundwater. Final Report C-CORE Report R-02-029-076 2003. St. John: C-CORE, 2003. 42 p.
13. Tanaka T., Ariyoshi M., Mohri Y. Displacement, stress and strain of flexible buried pipe taking into account the construction process, *Chislennyye metody raschetov v prakticheskoi geotekhnike. Sb. nauch. statei* (Numerical methods in geotechnical engineering. Collection of scientific papers). SPb., 2012. P. 282 - 288.
14. Desai C.S., Christian J.T. Numerical methods in geotechnical engineering. McGraw-Hill Book Company, 1977. 783 p.
15. Duncan J.M., Chang C.Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soil. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 1970, Volume 96, Issue 5, pp. 1629 - 653.
16. Kondner R.L., Zelasko, J.S. A hyperbolic stress strain relation for sands, *Proc. 2nd Pan. Am. I-COSFE Brazil I*. 1963. PP. 289 - 394.
17. Ohde J. Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund, *Bauingenieur*, 20, 1939, pp. 451 - 459.
18. Ohde J. Grundbaumechanik, Huette, BD, III, 27. Auflage, 1951.
19. Rowe P.W. The Stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact, *Proc. R. Soc. Lond. A*, 9 October 1962, Vol. 269, Issue 1339, pp. 500 - 527. doi: 10.1098/rspa.1962.0193
20. Schanz T. Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungs-materialien. Habilitation, Mitt. Inst. für Geotechnik, Universität Stuttgart, Heft 45, 1998. p. 152.

21. Manual «SOFiSTiK. Auqa. Materials and Cross Sections». Version 15.81. Oberschleissheim: SOFiSTiK AG, 2011. 322 p.
22. Jaky J. The Coefficient of Earth Pressure at Rest, *Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers*, 1944, October, pp. 355 - 358.
23. Sherif M.A., Fang Y.S., Sherif R.I.  $K_A$  and  $K_0$  behind rotating and non-yielding walls, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 1984, Volume 110, Issue 1, pp. 41 - 56. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1984)110:1(41)
24. Mayne P.W., Kulhawy F.H.  $K_0$ -OCR Relationships in Soil, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*. 1992, Volume 108, Issue GT6, pp. 851 - 872.
25. OST 36-128-85. Ustroistva i prisposobleniya montazhnye. Metody rascheta i proektirovaniya. (Mounting devices and accessories. Methods of analysis and design).
26. Shestopalov K.K. Mashiny dlya zemlyanykh rabot (Earth machines), Moscow, MADI, 2011. 145 p.