

DOI: 10.38054/iaeee-811

УДК 624.04; 550.3

## СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ ДВУХ ТЕОРИЙ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

К.С. Султанов <sup>(1)</sup>, П.В. Логинов <sup>(1)</sup>, З.Р. Салихова <sup>(1)</sup>

<sup>(1)</sup> Институт механики и сейсмостойкости сооружений им. М.Т. Уразбаева АН РУз, Ташкент, Узбекистан.  
sultanov.karim@mail.ru, lopavi88@mail.ru, zulfiya6665@gmail.com

**Аннотация:** На основе анализа результатов расчета задачи о продольном взаимодействии подземного трубопровода с грунтом при сейсмических воздействиях, методами динамической и волновой теории сейсмостойкости подземных сооружений показаны преимущества и недостатки рассмотренных теорий.

## COMPARATIVE ANALYSIS OF BOTH THEORIES OF EARTHQUAKE RESISTANCE FOR UNDERGROUND STRUCTURES

К.С. Sultanov <sup>(1)</sup>, P.V. Loginov <sup>(1)</sup>, Z.R. Salihova <sup>(1)</sup>

<sup>(1)</sup> Institute of Mechanics and Seismic Stability of Structures named after M.T. Urazbayev of the Academy of Sciences, Tashkent city, Uzbekistan, sultanov.karim@mail.ru, lopavi88@mail.ru, zulfiya6665@gmail.com

**Abstract:** Based on the analysis of calculation results for the problem of longitudinal interaction of underground pipeline with soil under seismic actions, the advantages and disadvantages of the theories examined are shown by the methods of dynamic and wave theory of seismic stability of underground structures.

## ЖЕР АЛДЫНДАГЫ КУРУЛМАЛАРДЫН СЕЙМОТУРУШТУЛУГУ ЭКИ ТЕОРИЯСЫНЫН САЛЫШТЫРМА АНАЛИЗИ

К.С. Султанов <sup>(1)</sup>, П.В. Логинов <sup>(1)</sup>, З.Р. Салихова <sup>(1)</sup>

<sup>(1)</sup> ӨР ИА М.Т. Уразбаев ат Механика жана курулмалардын сеймотуруштуулугу институту, Ташкент, Өзбекстан. sultanov.karim@mail.ru, lopavi88@mail.ru, zulfiya6665@gmail.com

**Аннотация:** Сейсмикалык таасир этүүлөрдө жер алдындагы курулмалардын сеймотуруштуулугунун динамикалык жана толкундук теориялары ыкмасы менен жер алдындагы түтүк өткөргүч менен кыртыштын туурасынан өз ара аракеттенүүсү тууралуу маселенин жыйынтыктарын талдоонун негизинде каралган теориялардын артыкчылыктары жана жетишпестиктери көрсөтүлгөн.

В системе «сооружение-грунт», жесткость сооружения почти всегда немного больше, чем жесткость грунта. Наиболее деформируемым из них является грунт, а подземное сооружение (стальные трубопроводы, железобетонные тоннели и т.п.), можно считать абсолютно твердыми недеформируемыми телами. Значит, силы взаимодействия, возникающие на поверхности контакта «сооружение-грунт», существенно зависят от деформации грунта при сейсмических воздействиях. В

## ВЕСТНИК МЕЖДУНАРОДНОЙ АССОЦИАЦИИ ЭКСПЕРТОВ ПО СЕЙСМОСТОЙКОМУ СТРОИТЕЛЬСТВУ

настоящее время экспериментально наиболее изученным является процесс взаимодействия подземных трубопроводов с грунтом. В [1] для определения силы взаимодействия  $\tau$  подземного трубопровода с грунтом использовано соотношение

$$\tau = -K_x u_t \quad (1)$$

где  $K_x$  – коэффициент пропорциональности,  $u_t$  – продольное смещение трубопровода.

Соотношение (1) в [1] приписывается Л.М. Емельянову (1951), а в [2,3,5,6] – В.А.Флорину (1938). В (1) не учитывается смещение грунта. Этот недостаток в [4] устраняется соотношением

$$\tau = K_x (u_g - u_t) \quad (2)$$

где  $u_g = u_g(t)$  – перемещение грунта,  $u_t$  – перемещение трубы в продольном по оси трубопровода направлении.

Как видно, в (2) смещение грунта считается зависящим только от времени  $t$ , т.е. грунт перемещается как абсолютно твердое недеформируемое тело. Если учесть, что смещение грунта возникает только в результате его деформирования при распространении по нему сейсмической волны, то уравнение (2) является очень приблизительным. Этот недостаток устранен в [5,6], где для определения силы взаимодействия подземного трубопровода с грунтом предложены соотношения

$$\tau = -K_x [u_t(x) - u_g(x)] \quad (3)$$

где продольные перемещения трубы  $u_t$  и грунта  $u_g$  изменяются по длине трубопровода.

В динамической теории [4] принято, что перемещение грунта не зависит от пространственной координаты вдоль оси трубопровода  $x$ . Этот случай фактически равносителен тому, что грунт перемещается относительно трубопровода как жесткое, недеформируемое тело. Это обстоятельство не соответствует действительности, что также отмечено в [8].

Также известно [1-3], что силы взаимодействия трубопровода с грунтом, при сейсмических воздействиях, определяются, кроме деформаций грунта, напряженным состоянием грунта вокруг трубопровода.

Определение деформации (перемещения) и напряжений грунта вокруг подземного сооружения приводят к рассмотрению и решению волновой задачи для системы «сооружение-грунт». Это приводит к созданию волновой теории сейсмостойкости подземных сооружений [9].

Рассмотрим результаты расчетов по динамической [4] и волновой [9] теориям сейсмостойкости подземных сооружений на примере простейшей задачи. В этом

## ВЕСТНИК МЕЖДУНАРОДНОЙ АССОЦИАЦИИ ЭКСПЕРТОВ ПО СЕЙСМОСТОЙКОМУ СТРОИТЕЛЬСТВУ

случае подземный трубопровод считаем недеформируемым, абсолютно твердым стержнем.

Рассматривается задача о распространении плоских продольных волн в грунтовом полупространстве, включающем жёсткий стержень. Начальное сечение стержня совпадает с начальным сечением полупространства. Ось стержня перпендикулярна начальному сечению полупространства, и фронт волны полагается перпендикулярным оси стержня. Эти допущения позволяют привести рассматриваемую задачу к одномерной.

На поверхности контакта сооружения (стержень) с грунтом выполняется соотношение [9], где  $u$  – относительное смещение:

$$\begin{aligned}\tau &= K_x(\sigma_N)u \\ K_x(\sigma_N) &= K_N\sigma_N\end{aligned}\quad (4)$$

Здесь необходимо заметить, что  $\sigma_N$  (нормальное к поверхности контакта давление) при распространении волны вдоль подземного сооружения состоит из статического (гидростатического давления грунта) и динамического составляющих, то есть

$$\sigma_N = \sigma_N^S + \sigma_N^D \quad (5)$$

В [4] пренебрежение волновыми процессами в грунтовой среде, окружающей подземное сооружение, приводит к игнорированию влияния  $\sigma_N^D$  на значение  $K_x$ . При распространении волн вдоль подземных сооружений в грунтах значения  $\sigma_N^D$  могут быть значительными (соизмеримыми с  $\sigma_N^S$ ) в зависимости от значения коэффициента бокового давления грунта  $K_\sigma$ . Кроме этого, очевидно, что значение  $\sigma_N^D$  по длине подземного сооружения не постоянно, то есть  $\sigma_N^D = K_\sigma\sigma(x, t)$ , где  $\sigma(x, t)$  – продольное динамическое напряжение в грунте.

Отсюда вытекает локальный характер коэффициента взаимодействия  $K_x$ , то есть значение  $K_x$  по длине подземного сооружения, а для крупномасштабных подземных сооружений и по внешнему периметру поперечного сечения, будет различным в зависимости от значений  $\sigma_N^D$  и  $K_N$  (коэффициент жесткости контакта частиц грунта и трубы). Для подземных сооружений, в виде коротких стержней, имеющих внешнюю поверхность с постоянной шероховатостью, значения  $K_N$ ,  $\sigma_N^D$  и  $u_g$  можно принять одинаковыми во всех точках внешней поверхности сооружения. Однако,  $K_x$  по времени остаётся переменным. В этом случае уравнение (4) принимает вид

$$\tau(t) = K_x(t)u(t) \quad u(t) = u_g^{cp}(t) - u_t(t) \quad (6)$$

где  $u_g$  – абсолютное смещение грунта,  $u_t$  – абсолютное смещение стержня. Условие (6) на контакте подземного сооружения с грунтом является интегральным.

# ВЕСТНИК МЕЖДУНАРОДНОЙ АССОЦИАЦИИ ЭКСПЕРТОВ ПО СЕЙСМОСТОЙКОМУ СТРОИТЕЛЬСТВУ

Значение  $u_t(t)$  в этом случае определяется по осреднённому значению  $u_g^{cp}(t)$  по длине жёсткого стержня по ходу решения задачи.

Поведение грунта описывается соотношением линейной вязкоупругой среды (стандартно-линейное тело) (7). Основные уравнения движения имеют вид (8). Здесь считается, что стержень не влияет на движение грунта.

$$\begin{aligned} \partial \varepsilon / \partial t + \mu \varepsilon &= \partial \sigma / (E_D \partial t) + \frac{\mu \sigma}{E_S} \\ \mu &= E_D E_S / (E_D - E_S) \eta \end{aligned} \quad (7)$$

где  $\sigma$ ,  $\varepsilon$  - продольные напряжения и деформация;  $E_D$  - модуль динамического;  $E_S$  - модуль статического сжатия;  $\eta$  - коэффициент объемной вязкости;  $\mu$  - параметр вязкости.

$$\begin{aligned} \rho_0 \partial v / \partial t - \partial \sigma / \partial x &= 0 \\ \partial v / \partial x - \partial \varepsilon / \partial t &= 0 \end{aligned} \quad (8)$$

где  $v$  - скорость частиц (массовая скорость);  $\rho_0$  - начальная плотность грунта.

Уравнение движения жёсткого стержня имеет вид

$$m \frac{\partial^2 u_c}{\partial t^2} = \frac{1}{L} \int_0^L \tau(x, t) \partial x + \tau_A - \tau_B \quad (9)$$

где  $m = M/S$ ,  $S = \pi D_H L$ ,  $M$  - масса,  $L$  - длина,  $D_H$  - внешний диаметр стержня,  $\tau_A = P_A/S$ ,  $\tau_B = P_B/S$ ,  $P_A$ ,  $P_B$  - нагрузки на передний и задний торцы стержня.

Волна создаётся в начальном сечении  $x = 0$  нагрузкой, изменяющейся по закону

$$\sigma = \sigma_{\max} \sin(2\pi t/T) \quad 0 \leq t \leq \theta \quad (10)$$

где  $\sigma_{\max}$  - амплитуда,  $T$  - период колебаний,  $\theta$  - время действия нагрузки.

Начальный торец стержня может быть свободным от нагрузки или нагружен такой же нагрузкой как (10).

На фронте волны в грунте выполняется условие

$$\sigma = -c_0 \rho_0 \vartheta = 0, \quad \vartheta = -c_0 \varepsilon = 0, \quad c_0 = (E_D / \rho_0)^{1/2} \quad (11)$$

Решение задачи сводится к интегрированию системы уравнений (8)–(7) совместно с уравнениями (9) с граничными условиями (10), (11) и условиями на контакте стержня и грунта (4).

Начальные условия задачи нулевые. Решение задачи проводилось численно на ЭВМ методом характеристик, описанным в [9].

В качестве стержня рассматривалась подземная труба с внешним диаметром  $D_H = 0,32$  м и длиной  $L = 10$  м. Значение  $K_N = 75$  м<sup>-1</sup>, значения других параметров таковы:  $c_0 = 300$  м/с;  $\mu = 10^4$  с<sup>-1</sup>;  $K_\sigma = 0,4$  и  $E_S = 100$  МПа [9]. Объёмная масса грунта при этом  $\gamma_0 = 1700$  кг/м<sup>3</sup>,  $\sigma_N^S = \gamma H$ , где глубина заложения трубы  $H = 2$  м. Частота падающей нагрузки  $f = T^{-1} = 10$  с<sup>-1</sup>, что характерно для продольных сейсмических волн. При этом продольные сейсмические напряжения в грунте при сильных

## ВЕСТНИК МЕЖДУНАРОДНОЙ АССОЦИАЦИИ ЭКСПЕРТОВ ПО СЕЙСМОСТОЙКОМУ СТРОИТЕЛЬСТВУ

землетрясениях достигают  $\sigma_{\max} = 10^5 - 5 \cdot 10^5$  Па [9]. Передний и задний торцы полагаются свободными от нагрузки ( $\tau_A = 0, \tau_B = 0$ ).

Результаты расчёта при  $\sigma_{\max} = 0,1$  МПа приведены на рис.1. Значение относительного смещения  $u$  здесь интегральное, т.е. решение в этом случае получено с использованием условия взаимодействия (4). Кривая 1 соответствует изменению  $u(t)$  без учёта (динамическая теория), а кривая 2 – с учётом  $\sigma_N^D$  (волновая теория). Сопоставление результатов показывает, что ход кривых  $u(t)$  качественно аналогичен, а количественно по экстремальным значениям они отличаются на 10-50%. Согласно уравнению (4), касательные напряжения на поверхности контакта подземного трубопровода с грунтом с увеличением относительного смещения, также увеличивается. Это приводит к увеличению продольного напряжения в трубопроводе. Так как, значения относительного смещения по динамической теории больше, чем по волновой теории, в результате получим больше напряжений в трубопроводе на 10 - 50% по динамической теории.

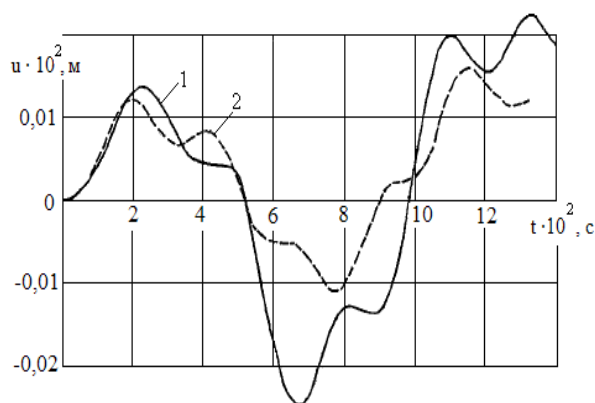


Рис. 1. Изменение относительных смещений стержня по времени

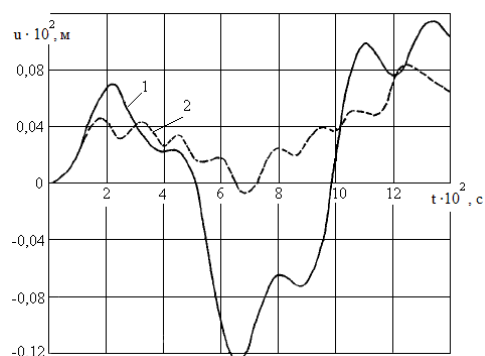


Рис. 2. Изменение относительных смещений стержня по времени

Это различие увеличивается с увеличением интенсивности сейсмической нагрузки. При  $\sigma_{\max} = 0,5$  МПа различие достигает 35-90% (рис.2). Причём во всех случаях экстремальные значения  $u$ , полученные без учёта  $\sigma_N^D$ , больше, чем с учётом  $\sigma_N^D$ . Аналогичная картина наблюдается при сопоставлении зависимостей  $\tau(t)$ . Эти результаты показывают, что по значениям относительных смещений  $u$  и соответственно по силе взаимодействия  $\tau$ , динамическая теория даёт существенно завышенные результаты.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ясин Э.М., Черников В.И. Устойчивость подземных трубопроводов. – Москва: «Наука», 1967. – 120 с.
2. Айнбиндер А.Б. Расчет магистральных и промышленных трубопроводов на прочность и устойчивость. – Москва: «Недра», 1992. – 288 с.

ВЕСТНИК МЕЖДУНАРОДНОЙ АССОЦИАЦИИ ЭКСПЕРТОВ ПО СЕЙСМОСТОЙКОМУ  
СТРОИТЕЛЬСТВУ

3. **Айнбиндер А.Б., Кемерштейн А.Г.** Расчет магистральных трубопроводов на прочность и устойчивость. – Москва: «Недра», 1982. – 341 с.
4. **Рашидов Т.Р.** Динамическая теория сейсмостойкости сложных систем подземных сооружений. – Ташкент: Фан, 1973. – 180 с.
5. **Бородавкин П.П.** Подземные трубопроводы. – Москва: «Недра», 1974. – 216 с.
6. **Бородавкин П.П.** Подземные магистральные трубопроводы. – Москва: «Недра», 1982. – 384 с.
7. **Рашидов Т.Р., Хожметов Г.Х.** Сейсмостойкость подземных трубопроводов. – Ташкент: Фан, 1985. – 152 с.
8. **Исраилов М.Ш.** Сейсמודинамика протяженных подземных сооружений: границы применимости инженерных подходов и неправомерность аналогии с наземными сооружениями // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2017. №1. С. 55-60. Материалы научно-практической конференции по сейсмостойкому строительству. – Москва, 2016. С. 109-111 ([www.SPCEE2016.ru](http://www.SPCEE2016.ru))
9. **Султанов К.С.** Волновая теория сейсмостойкости подземных сооружений. – Ташкент: Фан, 2016. – 392 с.