



СЕЙСМОСТОЙКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО БЕЗОПАСНОСТЬ СООРУЖЕНИЙ

ISSN 2618-9283

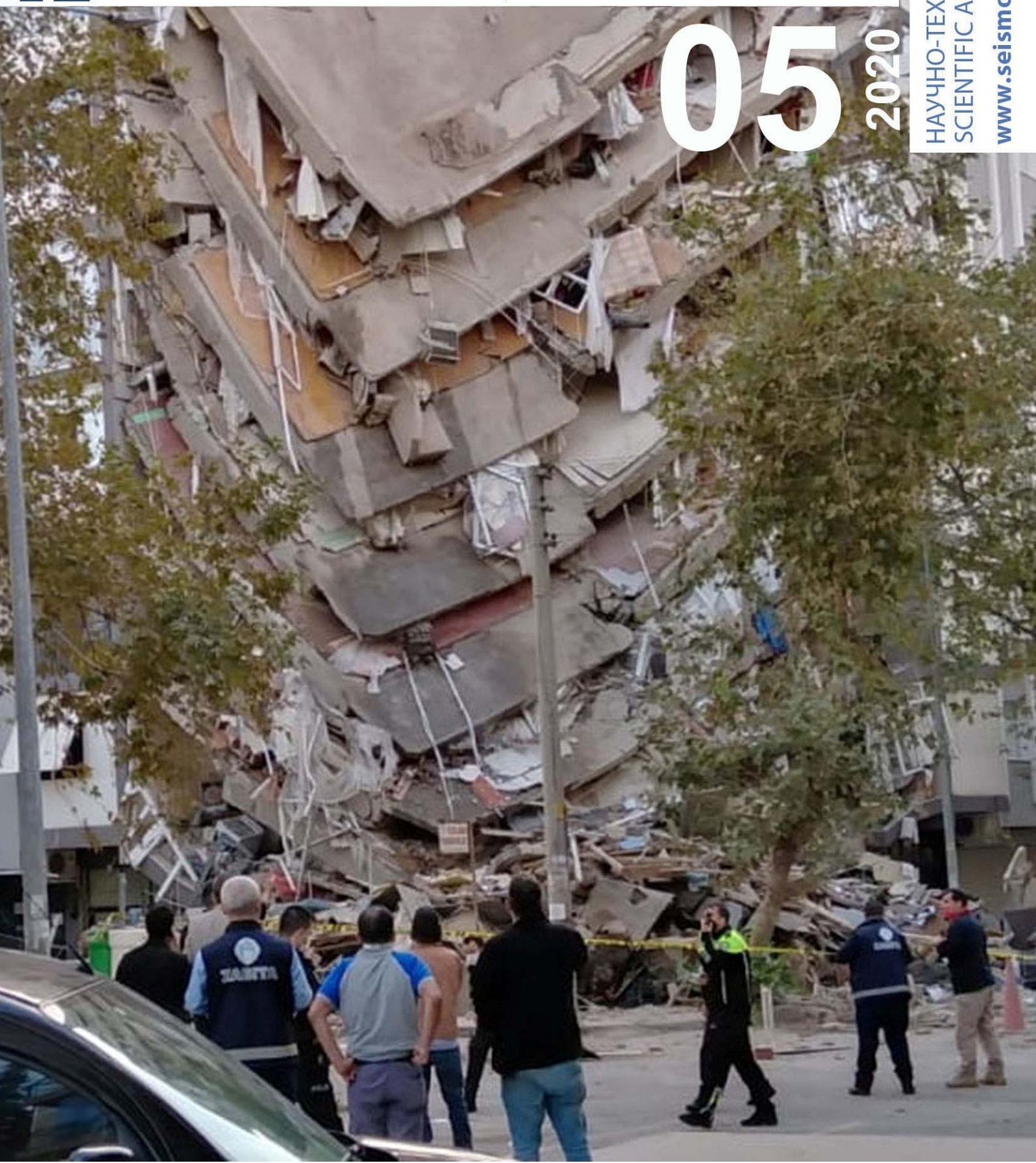
DOI 10.37153/2618-9283

EARTHQUAKE ENGINEERING. CONSTRUCTIONS SAFETY

05

2020

НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ ЖУРНАЛ
SCIENTIFIC AND TECHNICAL JOURNAL
www.seismoconstruction.ru



Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений Научно-технический журнал

«Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений» - сетевое научно-техническое рецензируемое издание, охватывающее весь спектр вопросов в области проектирования, строительства, эксплуатации объектов в сейсмически опасных районах России и стран СНГ.

Миссия журнала - развитие науки сейсмостойкого строительства; публикация материалов и результатов фундаментальных исследований и достижений ученых специалистов в области надежности и безопасности зданий и сооружений.

В журнале публикуются статьи по следующим научным специальностям и соответствующим им отраслям науки:

Строительные конструкции, здания и сооружения (технические науки);

Основания и фундаменты, подземные сооружения (технические науки);

Строительные материалы и изделия (технические науки);

Технология и организация строительства (технические науки);

Проектирование и строительство дорог, метрополитенов, аэродромов, мостов и транспортных тоннелей (технические науки);

Строительная механика (технические науки);

Пожарная и промышленная безопасность (технические науки);

Ядерная и радиационная безопасность (технические науки);

Геотектоника и геодинамика (геолого-минералогические науки);

Инженерная геология, мерзлотоведение и грунтоведение (геолого-минералогические науки).

Журнал принимает к публикации: оригинальные статьи, обзоры, дискуссионные материалы, комментарии, рецензии, информационные материалы.

ISSN: 2618-9283 (online) **DOI:** 10.37153/2618-9283

Свидетельство о регистрации ЭЛ № ФС 77-72754 от 17.05.2018 года. Зарегистрирован Федеральной службой по надзору в сфере связи, информационных технологий и массовых коммуникаций (Роскомнадзор).

Издатель – Российская Ассоциация по сейсмостойкому строительству и защите от природных и техногенных воздействий (РАСС). **Учредитель** – А.А. Бубис.

Сайт сетевого издания: <http://seismoconstruction.ru>

Адрес издательства и редакции: 109428, город Москва, ул. 2-я Институтская, дом 6, строение 37. Телефон: 8-499-174-75-82; 8-499-174-70-65. E-mail: info@raee.su

Периодичность: 6 раз в год

Даты выхода в свет: 25 февраля, 25 апреля, 25 июня, 25 августа, 25 октября, 25 декабря.

Earthquake Engineering. Constructions Safety **Scientific and technical journal**

«Earthquake engineering. Constructions Safety» is a network scientific and technical peer-reviewed publication covering the entire range of issues in the field of design, construction, and operation of facilities in seismically dangerous areas of Russia and the CIS countries.

The mission of the journal is to develop the science of earthquake-resistant construction; to publish materials and results of fundamental research and achievements of scientists in the field of reliability and safety of buildings and structures.

The journal publishes articles on the following scientific specialties and related branches of science:

Construction structures, buildings and structures (technical Sciences);

Foundations, underground structures (technical Sciences);

Building materials and products (technical Sciences);

Construction technology and organization (technical Sciences);

Design and construction of roads, subways, airfields, bridges and transport tunnels (technical Sciences);

Construction mechanics (technical Sciences);

Fire and industrial safety (technical Sciences);

Nuclear and radiation safety (technical Sciences);

Geotectonics and geodynamics (geological and mineralogical Sciences);

Engineering Geology, permafrost and soil science (geological and mineralogical Sciences).

The journal accepts for publication: original articles, reviews, discussion materials, comments, reviews, informational materials.

ISSN: 2618-9283 (online) **DOI:** 10.37153/2618-9283

Certificate of registration EL № FS 77-72754 dated 17.05.2018. Registered by the Federal service for supervision of communications, information technologies and mass communications (Roskomnadzor).

Publisher: Russian Association for earthquake-resistant construction and protection from natural and man-made impacts (RAEE). **The Founder:** A. A. Bubis.

Website of the online publication: <http://seismoconstruction.ru>

Address of the publishing house and editorial office: 109428, Moscow, ul. 2-ya Institutskaya, house 6, building 37. Phone: 8-499-174-75-82; 8-499-174-70-65. E-mail: info@raee.su

Frequency: 6 times a year. **Release dates:** February 25, April 25, June 25, August 25, October 25, December 25.

Главный редактор

Ведяков И. И., доктор технических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

Заместитель главного редактора

Бубис А. А. (Москва, Российская Федерация)

Ответственный секретарь редколлегии

Смирнова Л. Н., кандидат технических наук (Москва, Российская Федерация)

Редакционная коллегия

Акулов Н.И., доктор геолого-минералогических наук (Иркутск, Российская Федерация)

Алешин А.С., доктор физико-математических наук (Москва, Российская Федерация)

Белаш Т.А., доктор технических наук, профессор (Санкт-Петербург, Российская Федерация)

Вада Акира, доктор, профессор (Токио, Япония)

Вознесенский Е.А., доктор геолого-минералогических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

Гусев Б.В., доктор технических наук, профессор, член-корреспондент РАН (Москва, Российская Федерация)

Захаров В.С., доктор геолого-минералогических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

Ильичев В.А., доктор технических наук, профессор, Академик РААСН (Москва, Российская Федерация)

Клементе Паоло, доктор, профессор (Рим, Италия)

Кривцов Ю.В., доктор технических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

Лапин В.А., кандидат технических наук, профессор (Алматы, Республика Казахстан)

Немчинов Ю.И., доктор технических наук, профессор (Киев, Республика Украина)

Норузинежад Фарсанги Исан, доктор, профессор (Керман, Иран)

Павленко О.В., доктор физико-математических наук, (Москва, Российская Федерация)

Римшин В.И., доктор технических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

Севостьянов В.В., кандидат геолого-минералогических наук (Москва, Российская Федерация)

Семенов В.А., доктор технических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

Тонких Г.П., доктор технических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

Тяпин А.Г., доктор технических наук

(Москва, Российская Федерация)

Уздин А.М., доктор технических наук, профессор

(Санкт-Петербург, Российская Федерация)

Хакимов Ш.А., кандидат технических наук, профессор (Ташкент, Республика Узбекистан)

Хачиян Э.Е., доктор технических наук, профессор (Ереван, Республика Армения)

Чеверев В.Г., доктор геолого-минералогических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

Чимелларо Жан Паоло, адъюнкт-профессор (Турин, Италия)

Эмри И., доктор, профессор

(Любляна, Республика Словения)

«*EARTHQUAKE ENGINEERING. CONSTRUCTIONS SAFETY*»

Editor-in-Chief

Vedyakov I.I., DSc, Professor, (Moscow, Russian Federation)

Deputy editor-in-Chief

Bubis A.A., (Moscow, Russian Federation)

Executive Secretary

Smirnova L.N., PhD (Moscow, Russian Federation)

Editorial board

Akulov N.I., DSc in Geology, Professor (Irkutsk, Russian Federation)

Aleshin A.S., DSc in Mathematics and Physics, Professor (Moscow, Russian Federation)

Belash T.A., DSc, Professor (Saint-Petersburg, Russian Federation)

Wada Akira, PhD, Professor Emeritus (Tokyo, Japan)

Voznesenskii E.A., DSc in Geology, Professor
(Moscow, Russian Federation)

Gusev B.V., DSc, Professor, Corresponding Member of the Russian Academy of Sciences (Moscow, Russian Federation)

Zakharov V.S., DSc in Geology, Professor (Moscow, Russian Federation)

Il'ichev V.A., DSc, Professor, Academician of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences (Moscow, Russian Federation)

Clemente Paolo, PhD, Professor (Rome, Italy)

Krivtsov Yu.V., DSc, Professor (Moscow, Russian Federation)

Lapin V.A., PhD, Professor (Almaty, Republic of Kazakhstan)

Nemchinov Yu.I., DSc, Professor (Kiev, Ukraine)

Noroozinejad Farsangi Ehsan, PhD of Civil Engineering, Professor (Kerman, Iran)

Pavlenko O.V., DSc in Mathematics and Physics
(Moscow, Russian Federation)

Rimshin V.I., DSc, Professor (Moscow, Russian Federation)

Sevost'yanov V.V., PhD in Geology, Professor
(Moscow, Russian Federation)

Semenov V.A., DSc, Professor (Moscow, Russian Federation)

Tonkikh G.P., DSc, Professor (Moscow, Russian Federation)

Tyapin A.G., DSc (Moscow, Russian Federation)

Uzdin A.M., DSc, Professor (Saint-Petersburg, Russian Federation)

Khakimov Sh., PhD, Professor (Tashkent, Republic of Uzbekistan)

Khachiyani E.E., DSc, Professor (Yerevan, Republic of Armenia)

Cheverev V.G., DSc in Geology, Professor (Moscow, Russian Federation)

Cimellaro Gian Paolo, Associate Professor (Turin, Italy)

Emri Igor, PhD, Professor (Ljubljana, Republic of Slovenia)

СОДЕРЖАНИЕ

№ 5 – 2020

<i>Теоретические и экспериментальные исследования</i>	
Исраилов М.Ш., Хасамбиев М.В.	8
Об опытном определении коэффициента продольного взаимодействия грунта и трубопровода при сейсмических колебаниях	
Тяпин А.Г.	19
Уравнение плоских колебаний жесткого сооружения на кинематических опорах А.М. Курзанова	
<i>Сейсмическое районирование</i>	
Серебренников С.П., Джурик В.И., Брыжак Е. В.	32
Возможности геофизических методов при расчете уровня сейсмической опасности крупных инфраструктурных объектов	
<i>Проектирование, строительство и реконструкция сейсмостойких зданий и сооружений</i>	
Апсеметов М.Ч., Жумабаев Р.А., Курманбек уулу Н., Айдаралиев А. Е.	47
Диагностика и повышение безопасности железнодорожного моста на железнодорожной линии Учкурган-Ташкомур на ПК 17+494	
<i>Публикации прошлых лет</i>	
Смирнов В. И., Бубис А. А.	55
Обсуждение проекта свода правил: «Здания сейсмостойкие и сейсмоизолированные. Правила проектирования»	

CONTENTS

№ 5 – 2020

Theoretical and Experimental Studies**Israilov M. Sh., Hasambiev M. V. 8**

Experimental determination of the coefficient of longitudinal interaction of soil and pipeline under seismic vibrations

Тяпин А.Г. 19

Equation of planar vibrations of rigid structure on kinematic supports after A.M. Kurzanov

Seismic Zoning**Serebrennikov S.P., Dzhurik V.I., Bryzhak E.V. 32**

The possibilities of using the geophysical methods in calculation of the levels of seismic hazard for large infrastructure objects

Design, building and reconstruction of a seismic construction**Apsemetov M.Ch., Zhumabaev R.A., Kurmanbek uulu N., Aidaraliev A.E. 47**

Diagnostics and improving the safety of the railway bridge on the Uchkurgan - Tashkomur railway line on PC 17 + 494

Publications of past years**Smirnov V.I., Bubis A.A. 53**

Discussion of the draft national standard: "Anti-seismic and seismically isolated construction design code. Design rules"

DOI [10.37153/2618-9283-2020-5-8-18](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-5-8-18)

УДК 539.3:534.1

Теоретические и экспериментальные исследования

ОБ ОПЫТНОМ ОПРЕДЕЛЕНИИ КОЭФФИЦИЕНТА ПРОДОЛЬНОГО ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ГРУНТА И ТРУБОПРОВОДА ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ КОЛЕБАНИЯХ

М.Ш. Исраилов¹

¹Комплексный научно-исследовательский институт (КНИИ) РАН, г. Грозный,
Российская Федерация

israiler@hotmail.com

М.В. Хасамбиев²

²Грозненский государственный нефтяной технический университет (ГГНТУ), г.
Грозный, Российская Федерация

Аннотация: В инженерных подходах к расчету на сейсмостойкость подземных сооружений, в частности, трубопроводов важное значение имеет опытное нахождение сил взаимодействия с грунтом, поскольку это освобождает от необходимости решения сложной динамической задачи для грунта (упругого или обладающего более сложными механическими свойствами). В работе исправлены неточности и дано дальнейшее развитие известной из литературы теории квазистатического опыта на определение коэффициента продольного взаимодействия грунта и подземного трубопровода в сейсмических задачах. Показано, что только второе приближение для названного коэффициента в разложении по малому параметру, равному отношению длины трубы-образца к длине сейсмической волны, учитывает продольную деформацию трубы; первое приближение соответствует опыту с абсолютно жесткой трубой.

Представлено строгое приведение сейсмической задачи к задаче для относительных движений трубопровода. Найдены условия на внешних (удаленных от трубы) границах грунта, выполнение которых обеспечивает правильность определения в опытах коэффициента продольного взаимодействия для сейсмических задач.

Ключевые слова: подземный трубопровод, законы взаимодействия с грунтом, коэффициент продольного взаимодействия, сейсмические задачи, теория эксперимента.

Для цитирования: Исраилов М.Ш., Хасамбиев М.В. Об опытном определении коэффициента продольного взаимодействия грунта и трубопровода при сейсмических колебаниях. Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2020. №5. С.8-18 doi [10.37153/2618-9283-2020-5-8-18](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-5-8-18)

© М.Ш. Исраилов, М.В. Хасамбиев, 2020

Theoretical and Experimental Studies

EXPERIMENTAL DETERMINATION OF THE COEFFICIENT OF LONGITUDINAL INTERACTION OF SOIL AND PIPELINE UNDER SEISMIC VIBRATIONS

M. Sh. Israilov¹

¹Complex Research Institute (CRI) of the Russian Academy of Sciences, Grozny, Russian Federation

israiler@hotmail.com

M. V. Hasambiev²

²Grozny state oil technical University, Grozny, Russian Federation

Abstract: In engineering approaches to calculating the seismic resistance of underground structures, in particular pipelines, it is important to find experimentally the forces of interaction with the ground, as this frees us from the need to solve a difficult dynamic problem for the ground (elastic or having more complex mechanical properties). In this work inaccuracies are corrected and further development of the known from literature theory of quasistatic experiment for determining the coefficient of longitudinal interaction of soil and underground pipeline in seismic problems is given. It is shown that only the second approximation for the named coefficient in the expansion with a small parameter, equal to the ratio of the length of the pipe sample to the length of the seismic wave, takes into account the longitudinal deformation of the pipe; the first approximation corresponds to the experiment with an absolutely rigid pipe. A strict reduction of the seismic problem to the problem for relative pipeline movements is presented. Conditions are found on the external (remote from the pipe) boundaries of the soil, the fulfillment of which ensures the correctness of determining the coefficient of longitudinal interaction for seismic problems in experiments.

Key words: underground pipeline, laws of interaction with the ground, coefficient of longitudinal interaction, seismic problems, theory of experiment.

For citation: Israilov M. Sh., Hasambiev M. V. Experimental determination of the coefficient of longitudinal interaction of soil and pipeline under seismic vibrations. Seismostoykoe stroitel'stvo. Bezopastnost' sooruzhenii=Earthquake engineering. Constructions safety. 2020, no. 5, pp.8-18 (In Russ.) doi [10.37153/2618-9283-2020-5-8-18](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-5-8-18)

1. Предварительные замечания. Понятие коэффициента взаимодействия между грунтом и основанием наземного сооружения при сейсмических колебаниях грунта было введено Д. Д. Барканом [1]. А именно, рассматривались коэффициенты равномерного сжатия и равномерного сдвига применительно к вертикальным и горизонтальным колебаниям основания сооружения как жесткого тела (равномерного по той причине, что вертикальные и касательные силы, действующие со стороны грунта на основание считались равномерно распределенными по основанию, когда максимальный диаметр основания мал в сравнении с длиной сейсмической волны). Для названных коэффициентов в [1] получены теоретические значения в случае упруго

деформируемого грунта, исходя из известных классических решений Буссинеска и Черутти о сосредоточенных силах (вертикальной и касательной), действующих на границе упругого полупространства.

В задачах о продольных движениях или колебаниях линейно протяженных подземных сооружений (в частности, трубопроводов) из-за отсутствия простых теоретических методов определения коэффициента продольного взаимодействия сооружения и грунта развивались методы опытного нахождения этого коэффициента. Такой метод был впервые разработан Р.И. Ароновым [2] применительно к несейсмическим задачам для заглубленного в грунт трубопровода, когда он деформировался (укорачивался) под воздействием внутреннего давления или нагревания стенок. Метод сводился к выполнению разрезов трубопровода и измерению перемещения и полной величины продольных напряжений на образующемся при разрезке свободном конце трубы. Зависимость между измеренными величинами позволяет в случае упругого грунта определить коэффициент продольного взаимодействия, являющийся в данном случае коэффициентом пропорциональности между касательными напряжениями на поверхности трубопровода и его продольными перемещениями. Сказанное справедливо (хотя это не оговаривается в [2]), когда вторая (внешняя) граница грунта, т.е. поверхность земли, является свободной (т.е. на ней выполнено однородное краевое условие).

В сейсмических задачах положение осложняется тем, что на внешней границе грунта краевое условие является неоднородным, а именно, здесь движение грунта должно совпадать с движением в сейсмической волне. Поэтому автоматический перенос результатов для наземных сооружений или теории опыта для подземного трубопровода, предложенной в [2], на сейсмические задачи неправилен, как это сделано в работах [3, 4], ограничившись лишь замечанием, что рассматриваются относительные движения трубопровода (относительно возмущенного сейсмической волной грунта). Сведение сейсмической задачи к задаче для относительного движения должно быть исследовано во всех деталях и получены условия на внешних границах грунта, а в опытах (натурных или на установках) должно быть отслежено их выполнение.

В основном труде Т. Рашидова по сейсмостойкости подземных трубопроводов не только отсутствует строгая теория эксперимента на определение указанного коэффициента продольного взаимодействия грунта и трубопровода применительно к сейсмическим задачам, но и то изложение теории квазистатического опыта с вытягиванием труб конечной длины из грунта, содержащееся в первой главе, имеет следующий существенный недостаток. Выписываются дифференциальное уравнение равновесия малого (по длине) элемента трубы и решение краевой задачи для этого уравнения. Сравнением найденного решения с опытными данными определяется коэффициент продольного взаимодействия k_x . Таким образом, дело представляется так, что значение k_x получено с учетом продольной деформации трубы. Между тем, окончательная формула для k_x , являющаяся первым приближением (когда длина опытного образца значительно меньше длины сейсмической волны) соответствует случаю жесткой (недеформируемой) трубы; это обстоятельство не было замечено автором.

В настоящей работе устранены все неточности, допущенные в изложении этого вопроса, и получена формула для k_x во втором приближении, описывающая влияние продольной деформации трубы на коэффициент взаимодействия. Также дано строгое сведение сейсмической задачи к задаче для относительного перемещения трубопровода и получены условия, которые должны выполняться на внешней (удаленной от

трубопровода) границе грунта при опытном определении коэффициента продольного взаимодействия.

2. Определение коэффициента продольного взаимодействия трубопровода и грунта в опытах с образцами труб конечной длины. Пусть труба конечной длины l заложена в грунт (зарыта в траншею на глубине H) так, что один ее конец выходит на свободное пространство (разрез OO' на рис.1). Принимая точку O за начало координат, направим ось цилиндрической системы вдоль трубы вправо, при этом второй конец трубы имеет координату $x = -l$. Пусть на конце трубы $x = 0$ приложена продольная (в направлении оси Ox) сила N_0 . Под действием этой силы сечения трубы - стержня получают продольные перемещения u_T , а частицы окружающего грунта, вовлекаемого в движение перемещением трубы, получают продольные перемещение u_r . Считая на поверхности трубы выполненным условие прилипания, обозначим общее перемещение сечения трубы и прилегающих частиц грунта через

$$u(x) \equiv u_T(x) = u_r(r, x)|_{r=D/2}, \quad (1)$$

где D – внешний диаметр трубы.

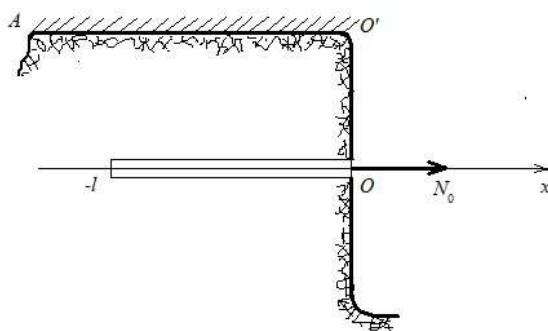


Рис. 1

Таким образом, труба вытягивается из грунта и приложенная на конце $x = 0$ сила N_0 уравнивается суммой касательных напряжений на внешней (боковой) поверхности трубы, возникающих из-за сопротивления (деформации) грунта. В случае линейно упругого грунта следует ожидать, что указанное касательное напряжение пропорционально перемещению $u(x)$, т.е.

$$\tau(x) = -k_x u(x). \quad (2)$$

Входящий в равенство (2) коэффициент k_x называется коэффициентом продольного взаимодействия (или продольного сдвига) трубопровода.

Замечание 1. В работах М.Ш. Исраилова [5, 6] как путем постановки и решения (при некоторых упрощающих предположениях) сейсмической задачи для линейно упругого грунта, так и исходя из соображений размерностей показано, что имеют место линейные соотношения типа (2) между касательными напряжениями и относительными перемещениями (что будет обсуждено ниже). Полученные в этих работах результаты приводят к точному теоретическому значению для коэффициента взаимодействия. Изложенный в данной работе способ опытного определения коэффициента продольного взаимодействия трубопровода может быть

использован, когда упругие свойства грунта не известны. Он не требует решения сейсмической задачи для грунта и является исправлением и дальнейшим развитием метода, предложенного Т. Рашидовым [3].

Считая процесс «вытягивания» трубы из грунта квазистатическим, т.е. настолько медленным, что можно пренебречь инерционными силами, выпишем в указанных выше предположениях условие равновесия произвольного элемента dx трубы (рис. 2):

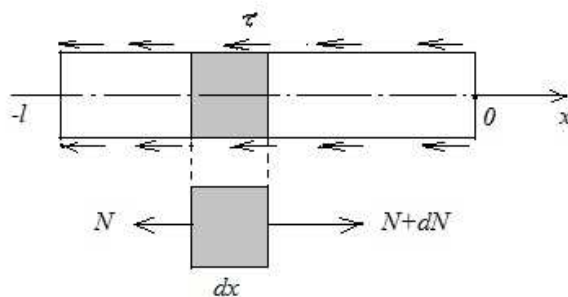


Рис. 2

$$\frac{dN}{dx} = \pi D k_x u. \quad (3)$$

Поскольку $N = ES du/dx$ (здесь E – модуль Юнга материала трубы, а S – площадь поперечного сечения трубы), из (3) получаем

$$u'' - \alpha^2 u = 0. \quad (4)$$

В уравнении (4) штрих означает дифференцирование по аргументу x и

$$\alpha^2 = \frac{\pi D k_x}{ES} \approx \frac{k_x}{E\delta}. \quad (5)$$

Приближенное выражение для α^2 в (5) верно, когда толщина стенки трубы $\delta \ll D$ (тогда площадь поперечного сечения трубы $S \approx \pi D\delta$).

В опытах на определение коэффициента взаимодействия k_x удобно на конце $x = 0$ задавать перемещение, а не силу; второй же конец трубы $x = -l$ будем считать свободным. Таким образом, к уравнению (4) заданы краевые условия

$$\left(\frac{du}{dx}\right)\Big|_{x=-l} \equiv u'|_{x=-l} = 0, \quad u|_{x=0} = u_0. \quad (6)$$

Решение краевой задачи (4), (6) легко находится и выписывается в виде

$$u(x) = u_0(\text{th}\alpha l \cdot \text{sh}\alpha x + \text{ch}\alpha x). \quad (7)$$

По известным перемещениям (7) определяются продольные напряжения в упругом стержне-трубе

$$\sigma(x) = E \frac{du}{dx} = E u_0 \alpha (\text{th}\alpha l \cdot \text{ch}\alpha x + \text{sh}\alpha x) \quad (8)$$

в любом сечении x , в частности на конце $x = 0$:

$$\sigma_0 \equiv \sigma(0) = E u_0 \alpha \text{th}\alpha l. \quad (8')$$

По напряжению (8') легко вычисляется сила N_0 на конце $x = 0$, вызывающая перемещение u_0 этого конца (и перемещения (7) в трубе), а именно,

$$N_0 = \sigma_0 S = (ESathal)u_0. \quad (9)$$

Как видно из теоретического равенства (9), в случае упругого грунта и упруго деформируемой трубы имеет место линейная зависимость между силой, прилагаемой на вытягиваемом из грунта конце трубы, и перемещением этого конца. Следовательно, при тех же упругих свойствах грунта и трубы в опытах также должна иметь место (по крайней мере, приближенно) линейная зависимость N_0 от u_0 (до момента отрыва грунта от поверхности трубы). Пусть эта опытная зависимость имеет вид

$$N_0 = Bu_0. \quad (10)$$

Сравнивая теоретическую (9) и опытную (10) зависимости для одной и той же силы N_0 , получаем с учетом (5) равенство

$$\frac{k_x}{\alpha l \operatorname{cthal}} = \frac{B}{\pi D l}. \quad (11)$$

Таким образом, если в описанном выше опыте найдена константа B , то равенство (11) представляет собой трансцендентное уравнение относительно k_x в силу зависимости (5) между α и k_x .

Нахождение коэффициента k_x из (11) в первом приближении при $\alpha l \ll 1$. В случае сейсмических колебаний грунта и вызванных ими колебаний трубопровода величина α (размерности м^{-1}), входящая в уравнение (11), представляет собой волновое число, т.е. $\alpha = 2\pi/\lambda$, где λ – длина сейсмической волны. Следовательно, $\alpha l = 2\pi(l/\lambda)$ пропорционально отношению длины опытного образца трубы к характерной длине сейсмической волны. Для землетрясений от 3-х баллов и выше (по шкале Рихтера) длины волн, несущих основную часть энергии, имеют порядок от многих десятков до нескольких сотен метров. Поэтому, если длина образца l не более нескольких метров, то величина αl может считаться малой. Тогда, удерживая в (11) в разложении гиперболического котангенса при малом аргументе только первый член, т.е. полагая $\operatorname{cthal} \approx (\alpha l)^{-1}$, получаем

$$k_x = \frac{B}{\pi D l} = \frac{N_0}{\pi D l u_0}. \quad (12)$$

Легко убедиться, что та же формула (12) для коэффициента продольного взаимодействия получается, если трубу считать недеформируемой (абсолютно жестким телом). Также и из формулы (7) видно, что в первом приближении перемещения всех сечений трубы одинаковы: $u(x) = u_0$. Это обстоятельство не было замечено в [3], и потому, введение в рассмотрение среднего перемещения и формул с ним связанных является бессмысленным и запутывает вопрос раз k_x вычисляется только в первом приближении, что и имеет место в этой работе.

Второе приближение для k_x (учитывающее деформацию трубчатого образца). Для более точного вычисления коэффициента продольного взаимодействия трубопровода учтем при малом аргументе и второй член в разложении гиперболического котангенса в (11), т.е. примем

$$\operatorname{cthal} \approx \frac{1}{\alpha l} + \frac{\alpha l}{3}.$$

Тогда из (11) имеем

$$k_x = \frac{B}{\pi D l} \left(1 + \frac{\alpha^2 l^2}{3} \right) = k_x^0 \left(1 + \frac{\alpha^2 l^2}{3} \right), \quad (13)$$

где через k_x^0 обозначено значение коэффициента продольного взаимодействия трубы и грунта в первом приближении, определенное формулой (12) и не учитывающее деформацию трубы. Из выражения (13) видно, что поскольку αl малая величина, то учет продольной деформации трубы несколько увеличивает значение коэффициента взаимодействия.

Наконец, принимая в (13) во внимание соотношение (5), получаем следующее выражение для коэффициента продольного взаимодействия трубы во втором приближении:

$$k_x = \frac{k_x^0}{1 - k_x^0 \frac{l^2}{3E\delta}}, \quad k_x^0 \equiv \frac{B}{\pi D l}. \quad (14)$$

3. Определение коэффициента продольного взаимодействия трубопровода и грунта в опытах с длинными трубами. Пусть длина трубы, вытягиваемой в опыте из грунта, значительно превышает длину сейсмической волны, тогда параметр αl является большим, в пределе будем его считать бесконечно большим, что эквивалентно вытягиванию из грунта полубесконечной трубы (требования). В этом случае решения для продольных перемещений и напряжений в трубе получаются из формул (7), (8), если в них перейти к предельному переходу при $l \rightarrow \infty$, что приводит к результату

$$u(x) = u_0 e^{\alpha x}, \quad \sigma(x) = E \alpha u_0 e^{\alpha x}, \quad (-\infty < x < 0). \quad (15)$$

Из решения (15) и соотношения (2) следует, что касательное напряжение, действующее на боковой поверхности трубы при ее вытягивании из грунта, равно

$$\tau(x) = -k_x u_0 e^{\alpha x}.$$

Следовательно, результирующая сила, действующая со стороны грунта на трубу определяется выражением

$$F = -\pi D k_x u_0 \int_{-\infty}^0 e^{\alpha x} dx = -\frac{\pi D u_0}{\alpha} k_x. \quad (16)$$

Эта сила уравновешивается силой «вытягивания» трубы из грунта N_0 , приложенной к концу трубы $x = 0$ и измеряемой в опыте как (10), т.е. $F + N_0 = 0$. Подставляя в последнее уравнение выражения (16), (10) и используя равенства (5) для α^2 , получаем окончательно значение коэффициента продольного взаимодействия трубы и грунта в виде

$$k_x = \frac{B^2}{\pi D E \delta} = \left(\frac{B}{\pi D} \right)^2 \cdot \frac{1}{E \delta}. \quad (17)$$

Полученная формула (17) дает точное значение для коэффициента k_x через измеряемую в опыте величину B , в отличие от формул (12), (14) предыдущего параграфа, дающих приближенные значения для этого коэффициента в опытах с короткими образцами труб (короткими в определенном в п. 2 смысле).

4. Об определении коэффициента продольного взаимодействия грунта и трубопровода в сейсмической задаче. Для того, чтобы прийти к правильным условиям проведения опытов на определение коэффициента взаимодействия в сейсмической задаче, обратим внимание на следующее важное обстоятельство. Над заглубленной в грунт на некоторую глубину трубой (рис. 1)

находится поверхность земли, которая до сих пор считалась, хотя это и не было оговорено явно, находящейся в "естественном" состоянии, т. е. свободной от напряжений. Если теперь предположить, что сформулирована краевая задача для грунта, то в ней будет только одно ненулевое краевое условие – продольное смещение трубы u . Следовательно, в предположении, что грунт является линейно упругим (или материалом с линейными свойствами), все величины, в том числе и касательное напряжение на поверхности трубопровода $\tau \equiv \sigma_{rx}|_{r=D/2}$ являются, в соответствии с принципом линейной суперпозиции, линейными функциями u , как и принято в соотношении (2). Те же рассуждения сохраняют силу и когда глубина заложения трубы значительно превышает диаметр трубы ($H/D \rightarrow \infty$) и труба считается вытягивающейся из полупространства, поскольку и в этом случае в краевой задаче для грунта на бесконечности ставится «нулевое краевое условие»: естественное условие затухания решения на бесконечности ($r \rightarrow \infty$).

Поэтому в задачах, где имеется только одно ненулевое краевое условие (на одной из границ), как, например в задачах, рассмотренных в работах [7, 2], в которых продольные перемещения трубы вызваны изменением температуры металла стенок трубы или укорочением отсеков трубопровода в результате действия внутреннего давления, касательные напряжения на поверхности трубопровода пропорциональны продольным перемещениям трубы и коэффициент этой пропорциональности (коэффициент взаимодействия) определяется описанными выше в пп. 2, 3 опытами.

В отличие от этого в задачах о сейсмических колебаниях трубопровода краевые условия на внешних границах – поверхности земли (на цилиндрической поверхности $r = R \leq H$ в постановках, предложенных М.Ш. Исраиловым [5-6, 8]) или на бесконечности (при $r \rightarrow \infty$) – не являются нулевыми. А именно, на этих границах (удаленных от трубы) движение грунта определяется движением в заданной сейсмической волне. Предположим, что сейсмическая волна распространяется вдоль трубопровода (в направлении оси x) и является продольной, в которой перемещения грунта определяются функцией $u_s = u_s(c_1 t - x)$, где c_1 – скорость распространения объемных волн в упругом грунте, а t – время. Тогда, представляя продольные перемещения в грунте в виде $u_r = u_s + \tilde{u}_r$, где $\tilde{u}_r = u_r - u_s$ есть относительное продольное перемещение грунта (перемещение относительно возмущенного волной u_s грунта), получаем, что на поверхности трубы касательное напряжение определяется равенством

$$\tau(x) = -k_x \tilde{u}_r(x), \quad (18)$$

поскольку в волне u_s отсутствуют касательные напряжения: $\tau_s = \mu \partial u_s / \partial r \equiv 0$ (μ – модуль сдвига упругого грунта). Таким образом и в сейсмической задаче для касательных напряжений на поверхности трубы имеет место такая же формула, что и (2), только с заменой в ней продольного перемещения грунта на относительное продольное перемещение.

Замечание 2. Отметим, что даже в случае продольной сейсмической волны, распространяющейся в направлении трубопровода, в грунте могут возникать радиальные и окружные (в цилиндрических координатах) перемещения. А в случае сейсмической волны, падающей под углом к трубопроводу, уравнения движения Ламе для грунта в терминах относительных перемещений не будут однородными (имеют правые части, зависящие от падающей волны). Математические постановки сейсмических задач для грунта и строгий вывод закона (18) в каждом из этих случаев даны в работе [9].

Представим теперь и перемещения трубы в виде $u_T = u_s + \tilde{u}_T$, где $\tilde{u}_T = u_T - u_s$ есть относительное продольное перемещение трубы. Тогда условие прилипания на поверхности трубы запишется в таком же виде, как (1), только для относительных перемещений грунта и трубы, т.е. в виде $\tilde{u}(x) \equiv \tilde{u}_T(x) = \tilde{u}_T(r, x)|_{r=D/2}$; здесь $\tilde{u}(x)$ есть общее относительное перемещение сечений трубы и частиц грунта, примыкающих к поверхности трубы. Что касается дифференциального уравнения равновесия трубы, то, выписанное через относительное перемещение $\tilde{u}(x)$, оно имеет такой же вид как и (4), если опыты проводятся с короткими образцами труб, длина которых значительно меньше длины сейсмической волны ($l/\lambda \ll 1$), поскольку в этом случае на длинах порядка l перемещения в сейсмической волне u_s мало изменяются и следовательно $d^2u_s/dx^2 \approx 0$ (сказанное вовсе не означает, что труба является недеформируемой!).

Следовательно, результаты, полученные в п. 2 применительно к коротким (в сравнении с длиной волны) трубам распространяются и на сейсмическую задачу. Однако при этом, в соответствии с изложенным выше, в опытах на определение константы B *внешние границы грунта* (поверхность земли над трубопроводом (AO' на рис. 1) или поверхность цилиндрической поверхности, коаксиальной поверхности трубы, если краевые условия сносятся на эту поверхность) *должны быть жестко закреплены* (т.е. должно быть обеспечено равенство нулю перемещений грунта на этих поверхностях). Только когда константа B определена в опытах с выполнением названных условий, формулы (12) и (14) дают (в первом и втором приближениях) правильные значения коэффициента продольного взаимодействия грунта и трубопровода, имеющего в сейсмической задаче смысл коэффициента пропорциональности между касательными напряжениями на поверхности трубопровода и относительными продольными смещениями трубы. Подчеркнем здесь еще раз, что под относительным перемещением (трубы) в точке x понимается «глобальное» относительное перемещение, т.е. разность между абсолютным перемещением трубы в этой точке и частиц грунта в сейсмической волне вдали от трубопровода в сечении x .

Отметим, что для применимости результатов опытов к сейсмической задаче те же условия на внешних границах грунта должны выполняться и когда опыты проводятся на установках, описанных в работах [3, 4]. Однако, в этих работах специфика сейсмической задачи для грунта, в которой на двух границах (поверхности трубы и внешней границе) имеется ненулевые краевые условия не была понята и этот вопрос не обсуждался. Поэтому вызывает сомнение возможность использования приведенных в них экспериментальных данных в качестве значений для коэффициента продольного взаимодействия в сейсмических задачах, по крайней мере, когда внешние границы не столь удалены от трубы, чтобы был справедлив принцип Сен-Венана о краевых условиях.

В заключение заметим, что в работе описаны методы определения коэффициента продольного взаимодействия трубопровода и грунта при квазистатических испытаниях, между тем как сейсмическое воздействие есть динамический (быстро протекающий) процесс. Таким образом, предполагается, что коэффициент взаимодействия в обоих процессах совпадает или приближенно одинаков. Это обстоятельство может быть проверено путем сравнения результатов статических и динамических экспериментов. Однако, в существующей литературе не встречается такого сравнения. Кроме того, к описанным в работах [3, 4] динамическим опытам по определению коэффициента продольного взаимодействия также относится высказанное выше замечание о правомерности переноса результатов этих опытов на сейсмические задачи из-за несоблюдения необходимых условий на внешних границах грунта.

Работа выполнена при финансовой поддержке РФФИ в рамках научного проекта № 20-08-00024.

Список литературы

1. Barkan D.D. Dynamics of bases and foundations. New York: McGraw-Hill Book Co., 1962. 434 p.
2. Аронов Р. И. Действительные условия работы конструкций стальных трубопроводов // Труды ВНИИСтройнефть. Вып. V. М. - Л.: Гостехтопиздат, 1953. С. 54-72.
3. Рашидов Т. Динамическая теория сейсмостойкости сложных систем подземных сооружений. Ташкент: Изд-во "ФАН" УзССР, 1973. 180 с.
4. Рашидов Т., Хожметов Г.Х. Сейсмостойкость подземных трубопроводов. Ташкент: Изд-во "ФАН" УзССР, 1985. 154 с.
5. Israilov M.Sh. Sesmodynamics of underground pipeline // Proc. Of the 15-th World Conf. on Earthq. Engng. Lissabon, Portugal. 2012. Paper 2125.
6. Исраилов М.Ш. Сейсмодинамика протяженных подземных сооружений: границы применимости инженерных подходов и неправомерность аналогии с наземными сооружениями // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2017, № 1. С. 55-60.
7. Емельянов Л. М. О продольных напряжениях в подземных газопроводных трубах // Труды ВНИИГаз "Вопросы добычи, транспорта и переработки природных газов". М.- Л.: Гостехтопиздат, 1951. С. 177- 212.
8. Исраилов М.Ш. Связанные сейсмические колебания трубопровода в бесконечной упругой среде // Изв. РАН. Механика твердого тела (МТТ). 2016, № 1. С. 57 - 66.
9. Исраилов М.Ш. О гипотезе Ильюшина в сейсмодинамике подземных сооружений // Упругость и неупругость. М.: Изд-во Моск. ун-та, 2016. С. 323 - 328.

References

1. Barkan D.D. Dynamics of bases and foundations. New York: McGraw-Hill Book Co., 1962. 434 p.
2. Aronov R. I. Deistvitel'nye usloviya raboty konstruksii stal'nykh truboprovodov. Trudy VNIIStroineft'. Vyp. V. M.-L.: Gostekhtopizdat, 1953. P. 54-72. (In Russ.)
3. Rashidov T. Dinamicheskaya teoriya seismostoikosti slozhnykh sistem podzemnykh sooruzhenii. Tashkent: Izd-vo «FAN» UZSSR, 1973. 180 p. (In Russ.)
4. Rashidov T., Khozhmetov G.Kh. Seismostoikost' podzemnykh truboprovodov. Tashkent: Izd-vo «FAN» UZSSR, 1985. 154 p. (In Russ.)
5. Israilov M.Sh. Sesmodynamics of underground pipeline. Proc. Of the 15-th World Conf. on Earthq. Engng. Lissabon, Portugal. 2012. Paper 2125. (In Eng.)
6. Israilov M.SH. Seismodinamika protyazhennykh podzemnykh sooruzhenii: granitsy primenimosti inzhenernykh podkhodov i nepravomernost' analogii s nazemnymi sooruzheniyami. Seismostoiikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii [*Earthquake engineering. Constructions safety*]. 2017, no 1, pp. 55-60. (In Russ.)
7. Emel'yanov L. M. O prodol'nykh napryazheniyakh v podzemnykh gazoprovodnykh trubakh. Trudy VNIIGaz «Voprosy dobychi, transporta i pererabotki prirodnykh gazov». M.- L.: Gostekhtopizdat, 1951. Pp. 177- 212. (In Russ.)

8. Israilov M.Sh. Svyazannye seismicheskie kolebaniya truboprovoda v beskonechnoi uprugoi srede. Izv. RAN. Mekhanika tverdogo tela (MTT). 2016, no. 1, pp. 57 - 66. (In Russ.)
9. Israilov M.Sh. O gipoteze П'юшина v seismodinamike podzemnykh sooruzhenii. Uprugost' i neuprugost'. М.: Izd-vo Mosk. un-ta. 2016, pp. 323 - 328. (In Russ.)

Информация об авторах/Information about the authors

Исраилов Мухади Шахидович, доктор физико-математических наук, профессор, Комплексный научно-исследовательский институт (КНИИ) РАН, главный научный сотрудник. Грозный, Российская Федерация israiler@hotmail.com

Israilov Mukhadi Sh., doctor of physical and mathematical Sciences, Professor, chief scientific officer. et al. Complex Research Institute (CRI) of the Russian Academy of Sciences, Grozny, Russian Federation israiler@hotmail.com

Хасамбиев М.В., старший преподаватель, Грозненский государственный нефтяной технический университет (ГГНТУ). Грозный, Российская Федерация

Hasambiev M.V., Senior lecturer, Grozny state oil technical University, Grozny, Russian Federation

Поступила в редакцию / Received - 02.10.2020

Поступила после рецензирования и доработки / Revised - 16.10.2020

Принята к публикации / Accepted - 20.10.2020

DOI [10.37153/2618-9283-2020-5-19-31](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-5-19-31)

УДК: 624.042.7

Теоретические и экспериментальные исследования

Уравнение плоских колебаний жесткого сооружения на кинематических опорах А.М. Курзанова

А.Г. Тяпин¹

¹АО «Атомэнергопроект». Москва, Российская Федерация
Tyapin.AG@yandex.ru

Аннотация: В статье выводятся уравнения плоских колебаний жесткого сооружения на кинематических опорах качения с плоским дном (опорах А.М. Курзанова). И опоры, и поверхность качения принимаются жесткими; проскальзывание отсутствует. Один из коэффициентов уравнения (координата центра вращения) является кусочно-постоянным. Уравнение оказывается гиперболическим с параметрическими членами. Даже линеаризация этого уравнения не приводит его к традиционному уравнению колебаний осциллятора. Принципиальная разница состоит в том, что период свободных колебаний зависит от амплитуды. Выведенное уравнение движения проверяется на свободных и вынужденных колебаниях. Отмечается важность рассмотренной задачи для оценки сейсмической реакции свободно стоящих объектов. Для дальнейших исследований принципиально важно получить данные о демпфировании как при поворотах опор, так и при схлопывании.

Ключевые слова: кинематическая опора А.М. Курзанова, свободные колебания, сейсмическая реакция

Для цитирования: Тяпин А.Г. Уравнение плоских колебаний жесткого сооружения на кинематических опорах А.М. Курзанова. Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2020. №5. С.19-31 doi [10.37153/2618-9283-2020-5-19-31](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-5-19-31)

Theoretical and Experimental Studies

Equation of planar vibrations of rigid structure on kinematic supports after А.М. Kurzanov

A.G. Tyapin¹

¹JSC "Atomenergoprojekt". Moscow, Russian Federation
Tyapin.AG@yandex.ru

Abstract: The author derives the equation of planar vibrations of rigid structure resting on kinematical pendulum supports with planar bottom (after A.M. Kurzanov). Both support and the surface below are assumed rigid; no sliding assumed. One of the coefficients in the equation (i.e.

coordinate of the rotation center) proves to be piece-wise constant. The equation is of the hyperbolic type with parametric terms. Even linearization of this equation does not bring it to the conventional equation of the SDOF oscillator. Principal difference is that the free vibration period depends on the amplitude. The equation is checked for free and forced vibrations. Similar problem is for the seismic response of the unanchored items. For the further research the experimental data about damping are of great importance: both for rotation and the gap closing.

Keywords: kinematical rolling support after A.M. Kurzanov, free vibrations, seismic response

For citation: Тяпин А.Г. Equation of planar vibrations of rigid structure on kinematic supports after A.M. Kurzanov. Seismostoiкое stroitel'stvo. Bezopastnost' sooruzhenii=Earthquake engineering. Constructions safety. 2020, no. 5, pp.19-31 (In Russ.) doi [10.37153/2618-9283-2020-5-19-31](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-5-19-31)

Автор продолжает цикл публикаций об опорах качения [1...3]. В прошлой публикации [3] было выведено уравнение для плоских колебаний опоры качения, дно которой имеет большой радиус кривизны R в центральной части и маленький радиус кривизны r по бокам. Опора катится по плоскости без проскальзывания и трения. Геометрия такой опоры показана на рис.1. В настоящей публикации автор переходит к предельному случаю, когда большой радиус R стремится к бесконечности, а малый радиус r стремится к нулю. В этом случае мы получаем опоры А.М. Курзанова – с плоским дном и углами по бокам.

Понятно, что центральный участок дна опоры, который при конечном радиусе R в [3] проскакивался точкой контакта быстро, теперь проскакивается мгновенно. Колебания происходят попеременно вокруг одного из углов. Вспомним уравнения (30) из [3]:

$$\begin{aligned} \Delta\psi &= \psi - \psi_* \\ \Delta s &= s - s_* = r \Delta\psi \\ \Delta x_1 &= x_1 - x_1^* = r [\sin(\psi) - \sin(\psi_*)] \\ \Delta y_1 &= y_1 - y_1^* = r [\cos(\psi_*) - \cos(\psi)] \end{aligned} \quad (1)$$

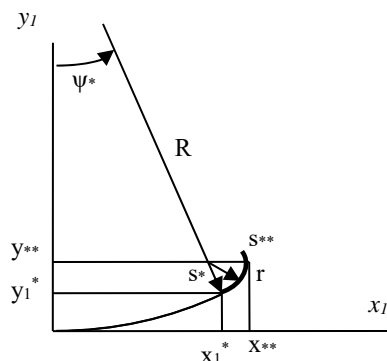


Рисунок 1 - Опора с двумя радиусами кривизны (правая половина)
Figure 1 - Support with two curvature radii (right-hand part)

Уравнение движения (31) для боковой области в [3] имело вид

$$\begin{aligned} & \Delta \ddot{\psi} \{r_t^2 + x_1^2 + y_1^2 - 2 y_1 h_t\} + \\ & + [g + a_v + r \Delta \dot{\psi}^2] \{r \sin(\Delta \psi) + x_1^* \cos(\Delta \psi) - y_1^* \sin(\Delta \psi) - h_t \sin(\psi_* + \Delta \psi)\} = \\ & = -a_u [x_1^* \sin(\Delta \psi) + y_1^* \cos(\Delta \psi) + r(1 - \cos \Delta \psi) + h_t \cos(\psi_* + \Delta \psi)] \end{aligned} \quad (2)$$

В нашем предельном случае $\psi_* = 0$; $\Delta s = \Delta x_l = \Delta y_l = 0$; $x_l = x_l^* = s^* \text{sign}(\psi)$; $y_l = 0$; $r = 0$. Поэтому уравнение (2) примет значительно более простой вид

$$\ddot{\psi} \{r_t^2 + x_1^2\} + [g + a_v] \{x_1 \cos \psi - h_t \sin \psi\} + a_u \{x_1 \sin \psi + h_t \cos \psi\} = 0 \quad (3)$$

Практически вся масса системы, состоящей из верхнего строения массой M_b и n опор массой M_s , как бы концентрируется в точку на высоте h_t над центром дна опоры. Высота этого условного «центра инерции» h_t определялась в [3] инерционными параметрами опор и верхнего строения, а также высотой центра тяжести одной опоры y_s и высотой точек шарнирного крепления верхнего строения к опорам y_b :

$$M_t = M_b + nM_s; I_t = M_b y_b^2 + nM_s y_s^2 + nI_s; r_t = (I_t / M_t)^{1/2}; h_t = (M_b y_b + nM_s y_s) / M_t \quad (4)$$

Далее, x_l в (3) - координата края опоры, вокруг которой происходит вращение в данный момент. Теперь, в отличие от [3], эта координата кусочно-постоянная во времени и меняется со временем скачкообразно (от левого угла плоского днища к правому углу и обратно). При этом радиус вращения центра инерции вокруг угла (квадрат этого радиуса мы видим в (3) в коэффициенте при угловом ускорении) остается постоянным по времени, так что можно заменить квадрат x_l на квадрат s^* . Далее, a_u и a_v в (3) – горизонтальная и вертикальная компоненты акселерограммы сейсмического воздействия, подаваемые на платформу.

Все коэффициенты в фигурных скобках в (3) имеют ясный физический смысл. Первый коэффициент – квадрат радиуса инерции r_t по отношению не к центру днища (как r_l), а к краю опоры, вокруг которого происходит вращение; второй коэффициент – плечо действия вертикальной силы в центре инерции относительно края опоры, третий коэффициент – плечо действия горизонтальной силы в центре инерции относительно края опоры. Так что (3) можно трактовать как уравнение динамического равновесия опоры в моментах относительно точки мгновенного вращения, в качестве которой по очереди выступает один из углов опоры. Уравнение в моментах поделено на массу, так что размерность всех членов (3) – произведение поступательного ускорения на плечо (как во втором и третьем слагаемом) или произведение углового ускорения на квадрат плеча (как в первом слагаемом).

Отметим здесь любопытный парадокс. Как отмечалось выше, в рассматриваемом уравнении (3) вся масса (масса опоры с учетом инерции ее вращения, а также приходящаяся на одну опору часть массы сооружения, которое перемещается без вращения) как бы сосредоточена в точке на высоте h_t над подошвой опоры (эту точку мы условно называем центром инерции). Соответственно в этой же точке к опоре приложены инерционные силы по горизонтали (третий член в левой части (3)), а также инерционные и гравитационные силы по вертикали (второй член в левой части (3)). Если опора одна, а масса верхнего строения отсутствует или сосредоточена в шарнире на опоре, то понятно, к какой опоре относится уравнение (3). А если опор несколько (как это обычно и бывает на практике)? Если одинаковые опоры стоят в ряд, а масса верхнего строения сосредоточена в шарнирах и поровну распределена между опорами, то все опоры движутся одинаково, и появление жесткой связи между шарнирами ничего не меняет. Таким образом, если

жесткое верхнее строение «сплюснуто в лепешку» на отметке шарниров крепления к опорам, то уравнение (3) действительно описывает движение каждой из опор с реальными горизонтальными и вертикальными силами в шарнирах. Однако на практике верхнее строение обычно имеет поднятый центр тяжести, поэтому при его поступательном горизонтальном движении появляется момент инерционных сил относительно поперечной оси, расположенной на уровне точек крепления к опорам. Этот момент должен уравниваться моментом, создаваемым вертикальными силами взаимодействия верхнего строения с опорами. Таким образом, оказывается, что вертикальные силы взаимодействия опор с верхним строением складываются из одинаковой для всех опор составляющей, а также из некоторой системы дополнительных сил, имеющих нулевую равнодействующую, но ненулевой главный момент. В итоге разные опоры находятся в разных условиях: дополнительные вертикальные силы со стороны верхнего строения на них действуют разные. К какой же опоре относится уравнение (3) в таком случае?

Дополнительно проиллюстрируем рассматриваемый эффект примером, знакомым каждому. Когда машина тормозит, она «клюет» носом вниз. При этом со стороны подвесок на корпус действует пара вертикальных сил, уравнивающая вращательный момент относительно оси на уровне крепления подвесок, создаваемый горизонтальной инерционной силой, приложенной к поднятому центру тяжести. Чем выше он поднят, тем больше будет этот момент.

В нашем случае с опорами верхнее строение «не клюет» подобно автомобилю только потому, что опоры приняты абсолютно жесткими. Но вращательный инерционный момент от поднятого центра тяжести никуда не делся, и он воспринимается вертикальными силами взаимодействия верхнего строения с опорами. Эти силы для разных опор разные. Почему же тогда все опоры движутся одинаково? Разгадка парадокса состоит в том, что дополнительные вертикальные силы взаимодействия опор с верхним строением, уравнивающие рассматриваемый инерционный момент, сопровождаются дополнительными горизонтальными силами взаимодействия (и те, и другие дополнительные силы сбалансированы по равнодействующим). При этом дополнительные горизонтальные силы в каждой опоре оказываются такими, что в сочетании с дополнительными вертикальными силами они не создают момента вокруг центра вращения (равнодействующая каждой дополнительной вертикальной силы и каждой дополнительной горизонтальной силы в шарнире проходит через центр вращения). В итоге оказывается, что одно и то же уравнение (3) справедливо для каждой опоры в качестве уравнения балансировки вращательных моментов, хотя ни вертикальная сила во втором слагаемом левой части, ни горизонтальная сила в третьем слагаемом в левой части не равны полным силам взаимодействия каждой в отдельности опоры с верхним строением. Для абсолютно жестких опор и поверхности качения эффект разницы в силах не влияет на движение, но о нем надо помнить при вычислении контактных усилий.

С математической точки зрения, (3) является уравнением параметрических колебаний, где инерционный коэффициент постоянен по времени, а переменное по времени воздействие (a_u и a_v) входит в коэффициенты обобщенного жесткостного члена, объединяющего второй и третий слагаемые в левой части (3). При этом этот обобщенный член не равен нулю даже при нулевых внешних нагрузках и нулевом угловом перемещении за счет ускорения свободного падения g .

Подчеркнем, что уравнение (3) – это уравнение движения в буквальном смысле слова (в нашем случае – не движения сооружения, а раскачивания опор). Если раскачивания опоры нет, т.е. угол поворота, угловая скорость и угловое ускорение равны нулю одновременно (опора неподвижно лежит на платформе), это уравнение не выполняется. В случае, когда раскачивания нет, силы реакции, действующие на опору со стороны поверхности качения, не сосредоточены в мгновенном центре вращения, а распределены по днищу опоры, и в уравнении (3) должны появляться дополнительные

моменты вертикальных составляющих этих сил относительно угла опоры. Если начальные условия нулевые, то при сейсмическом воздействии угловое движение (раскачивание) начнется в тот момент, когда эти дополнительные моменты обратятся в ноль, и будет выполняться одно из двух условий:

$$a_u / (a_v + g) = \pm s^* / h_t \quad (5)$$

Если в правой части (5) стоит плюс, то опора начнет поворачиваться вокруг левого угла; если в правой части (5) стоит минус – вокруг правого. В начальный момент времени при сейсмических колебаниях левая часть (5) равна нулю из-за нулевого горизонтального ускорения a_u (вертикальное ускорение a_v тоже равно нулю, но оно складывается с ненулевым ускорением свободного падения, так что знаменатель в левой части (5) в ноль не обращается). С течением времени по мере роста a_u левая часть (5) будет расти по модулю. Когда модуль левой части (5) перейдет порог, определяемый модулем правой части (5), начнется вращение опоры. При дальнейшем движении (без диссипации энергии) опора будет приходить в «нулевое» положение с некоторой ненулевой угловой скоростью и сразу же выходить из него с той же угловой скоростью, но поменяв угловую точку, вокруг которой она вращается.

Как и в прошлых публикациях, начнем с изучения свободных колебаний. Дополнительно линеаризуем уравнение (3)

$$\ddot{\psi} r_i^2 - g h_t \psi = -g x_1 \quad (6)$$

Решение этого уравнения определяется начальным угловым перемещением ψ_0 и начальной угловой скоростью $\dot{\psi}_0$ и записывается (при неизменности знака x_1) с использованием гиперболического синуса sh и гиперболического косинуса ch :

$$\psi(t) = \frac{x_1}{h_t} + [\psi_0 - \frac{x_1}{h_t}] ch(\alpha t) + \frac{\dot{\psi}_0}{\alpha} sh(\alpha t); \quad \alpha = \frac{(g h_t)^{1/2}}{r_i} \quad (7)$$

Рассмотрим «полуцикл» колебаний, т.е. положим начальное перемещение ψ_0 равным нулю и найдем тот момент времени t_0 , когда перемещение снова станет равным нулю. Из (7) получаем уравнение

$$\frac{ch(\alpha t_0) - 1}{sh(\alpha t_0)} = \frac{h_t \dot{\psi}_0}{x_1 \alpha} \quad (8)$$

Левая часть (8) тождественно равна гиперболическому тангенсу половинного аргумента, который при малых значениях аргумента линеаризуется. Получаем уравнение

$$\frac{ch(\alpha t_0) - 1}{sh(\alpha t_0)} = th\left(\frac{\alpha t_0}{2}\right) \approx \frac{\alpha t_0}{2} = \frac{h_t \dot{\psi}_0}{x_1 \alpha} \quad (9)$$

Отсюда находим

$$t_0 = \frac{2 h_t \dot{\psi}_0}{x_1 \alpha^2} = \frac{2 r_i^2 \dot{\psi}_0}{x_1 g} \quad (10)$$

Отметим, что знак правой части (10) всегда положителен, т.к. знаки начальной угловой скорости и координаты x_1 совпадают между собой. Важность формулы (10) в том, что значение «полупериода» оказалось прямо пропорционально начальной угловой скорости. Как отмечалось в [3], в этом принципиальное отличие рассматриваемой ситуации от колебаний традиционного элементарного осциллятора, где период свободных колебаний определяется только жесткостью и массой (демпфирование пока рассматривается нулевое), поэтому никак не зависит от начальных условий.

В качестве альтернативы рассмотренному «полуциклу» с нулевым начальным угловым перемещением рассмотрим четверть периода свободных колебаний, т.е. положим начальное перемещение положительным, а начальную скорость – нулевой. Тогда из (7) следует, что угловое перемещение станет равным нулю в момент времени t_1 , определяемый из уравнения

$$ch(\alpha t_1) = \frac{x_1}{x_1 - h_t \psi_0} \quad (11)$$

При параболической аппроксимации гиперболического косинуса в (11) получаем

$$t_1 = \frac{1}{\alpha} \sqrt{\frac{2 h_t \psi_0}{x_1 - h_t \psi_0}} \quad (12)$$

Снова мы видим, что продолжительность четверти периода зависит от начальных условий (на этот раз – от начального перемещения).

Формулы (10) и (12) позволяют объяснить всем известный эффект «дребезжания» при свободных колебаниях жесткого тела с плоским днищем на жесткой плоскости: в конце затухающих колебаний промежутки времени между «схлопываниями» становятся все меньше и меньше. Действительно, если ввести в систему демпфирование, то в результате потери энергии начальная скорость каждого следующего «полупериода» будет становиться все меньше и меньше; согласно формуле (10) и продолжительность этого «полупериода» соответственно будет становиться все меньше и меньше. Аналогично уменьшение амплитуды согласно формуле (12) связано с уменьшением периода.

Формулу (7) можно приближенно заменить квадратичной параболой

$$\psi(t) = \frac{x_1}{h_t} + [\psi_0 - \frac{x_1}{h_t}][1 + (\alpha t)^2 / 2] + \frac{\dot{\psi}_0}{\alpha}(\alpha t); \quad \alpha = \frac{(g h_t)^{1/2}}{r_i} \quad (13)$$

или же параболой более высокого (четвертого) порядка

$$\psi(t) = \frac{x_1}{h_t} + [\psi_0 - \frac{x_1}{h_t}][1 + (\alpha t)^2 / 2 + (\alpha t)^4 / 24] + \frac{\dot{\psi}_0}{\alpha}[(\alpha t) + (\alpha t)^3 / 6]; \quad \alpha = \frac{(g h_t)^{1/2}}{r_i} \quad (14)$$

Рассмотрим численный пример. Сохраним параметры, рассмотренные в [3]: пусть радиус инерции относительно центра днища опоры равен $r_i=1,98$ м, а половина ширины опоры равна $s^*=1,0$ м. Это означает, что радиус инерции при вращении вокруг угла составит $r_i=2,22$ м. Эффективная высота крепления равна $h_t=1,97$ м. Это означает, что $\alpha=1,98$ с⁻¹.

Сравним результаты расчета свободных колебаний по формулам (7), (13) и (14), задав нулевую начальную угловую скорость и начальное угловое смещение $\psi_0 = 0,25$ (в [3] это был угол начального отклонения опоры за пределы центральной области). Результаты сравнения показаны на рис.2 (гиперболическое приближение – формула (7)).

Угловые перемещения опоры при свободных колебаниях

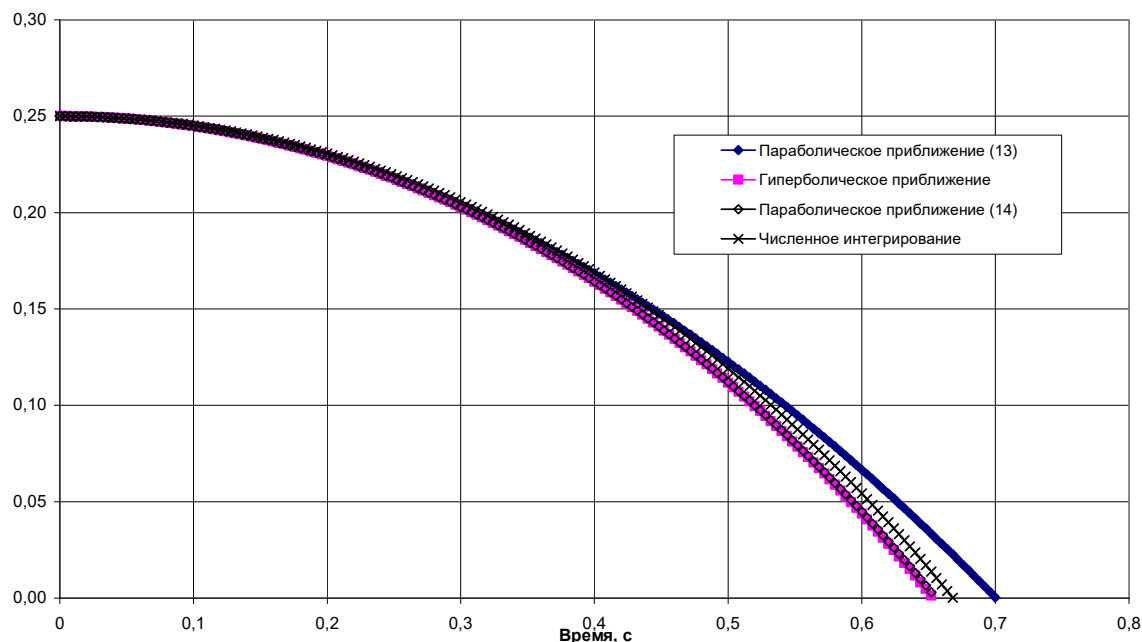


Рисунок 2 - Четверть периода свободных колебаний опоры
Figure 2 - Quarter of period for free vibrations of support

Мы видим, что формула (14) дала результаты, практически совпадающие с формулой (7). Четверть периода равна 0,700 с согласно формуле (13), 0,7036 с согласно формуле (12) и 0,652 с согласно формуле (7) и формуле (14). Напомним, что в [3] на рис.5 вход в центральную зону произошел через 0,714 с, так что совпадение вполне разумное. Уточнять аппроксимацию гиперболических функций полиномами можно и дальше (используя шестую степень и выше), но надо помнить, что само выражение (7), которое мы приближаем полиномами, уже неточно, т.к. получено не из исходного уравнения движения (3), а из линейризованного уравнения движения (6). Это демонстрирует четвертая кривая на рис.2 – результат численного интегрирования уравнения (3) без линейризации. Продолжительность четверти периода для численного интегрирования составила 0,668 с.

Теперь перейдем к расчету вынужденных колебаний системы. В отличие от опор Ю.Д. Черепинского, у опор А.М. Курзанова имеется «порог отрыва». Из формулы (5) следует, что момент первого отрыва можно отследить, вычисляя значение параметра

$$x_s = -h_i a_u / (a_v + g) \tag{15}$$

Физический смысл этого параметра – координата точки на подошве, через которую проходит линия действия инерционной силы в текущий момент, как показано на рис.3. Напоминаем, что мы отслеживаем начало движения, т.е. формула (15) описывает координату точки, пока опора еще не оторвалась от платформы.

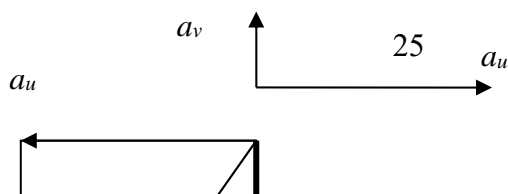


Рисунок 3 - Направление инерционной силы до момента отрыва
Figure 3 - Inertial force's direction before the uplift

В начальный момент времени (при малых ускорениях сейсмического воздействия по горизонтали и вертикали) эта координата близка к нулю. Затем она начинает изменяться. Отрыв наступит тогда, когда координата x_s выйдет на угол опоры (т.е. станет равна либо s^* , либо $-s^*$). Расчет показал, что при воздействии акселерограммы, использованной в [3], этот отрыв для рассматриваемой системы не появляется. Тогда акселерограмма воздействия была увеличена в два раза. На рис.4 и 5 показаны горизонтальная и вертикальная компоненты получившейся акселерограммы – судя по максимальным горизонтальным ускорениям, это примерно десять баллов в терминах СП [4]

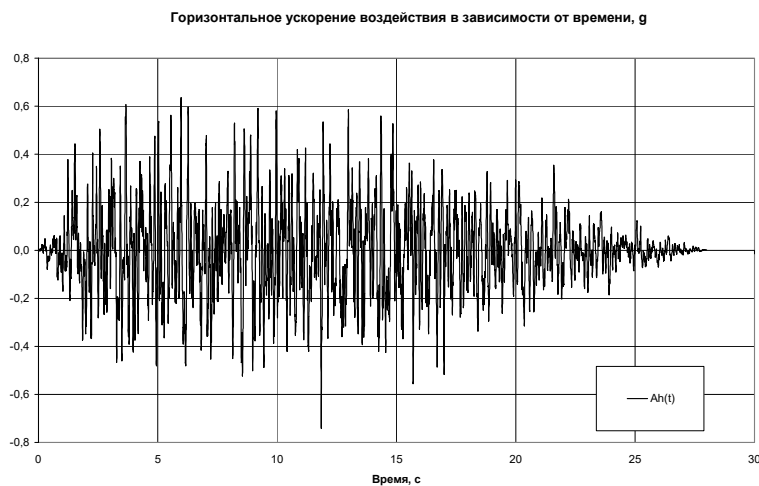


Рисунок 4 - Горизонтальная компонента воздействия
Figure 4 - Horizontal component of excitation

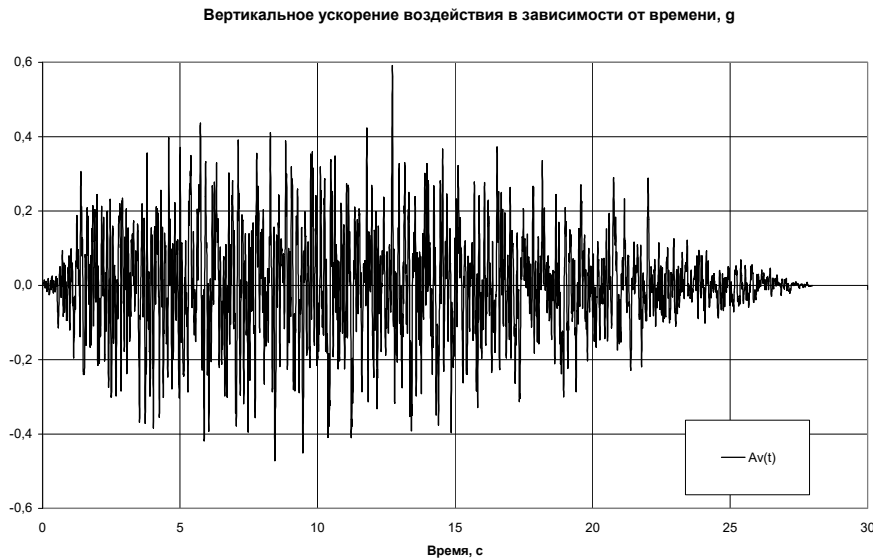


Рисунок 5 - Вертикальная компонента воздействия
Figure 5 - Vertical component of excitation

На рис.6 показан график $x_s(t)$. Мы видим, что в момент времени $t=1,512$ с значение $x_s(t)$ пересекло порог $-s^*$, что означает начало отрыва с вращением вокруг левого угла опоры. Начиная с этого момента, вступает в силу уравнение (3). В момент первого отрыва как угол поворота, так и его производная по времени (угловая скорость опоры) в уравнении (3) равны нулю. Угловое ускорение тоже будет равно нулю – это следует из подстановки в (3) не только нулевого угла, но и отношения горизонтального и вертикального ускорений (именно это соотношение, как мы помним, и определило момент отрыва). Таким образом, мы получаем задачу интегрирования уравнения (3) с нулевыми начальными условиями, включая ускорение. Особенностью является только то, что начальный момент времени для вращения опоры уже не нулевой, - это важно при задании ускорений воздействия при интегрировании уравнения движения.

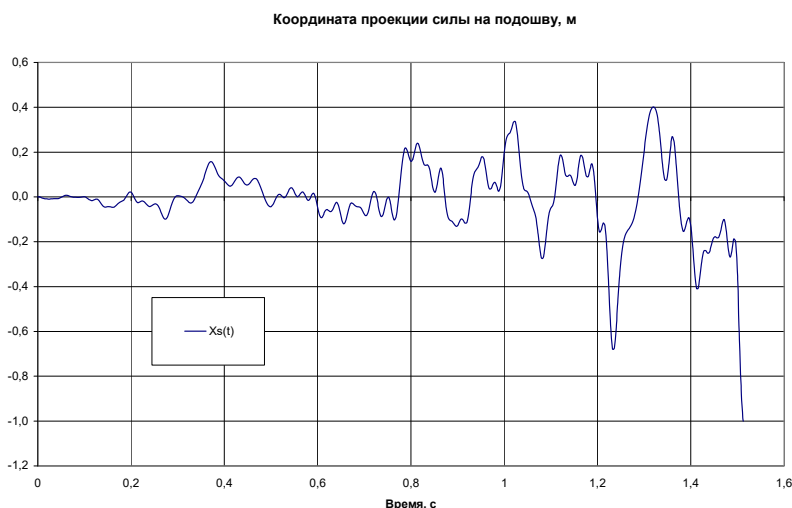


Рисунок 6 - Изменение координаты $x_s(t)$
Figure 6 - Time-history of $x_s(t)$

Пока угол поворота не изменил знак, все понятно – интегрирование уравнения (3) можно проводить, скажем, методом Рунге-Кутты. Но что происходит в момент, когда угол поворота пересекает нулевую отметку?

Центр вращения в этот момент мгновенно перемещается из одного угла в другой угол опоры. Сам угол поворота опоры, проходя через ноль, меняется непрерывно, т.е. на следующем участке он начнет меняться из нуля. С угловой скоростью все не так просто. Если мы постулируем отсутствие оттока энергии при схлопывании зазора, то по соображениям сохранения энергии угловая скорость должна сохраниться. Если в момент схлопывания пропадает часть механической энергии, то скорость на выходе будет меньше скорости на входе. Пока остановимся на непрерывности угловой скорости (данные о потере энергии при схлопывании должны быть обоснованы экспериментами; в распоряжении автора таких данных пока нет).

Угловое ускорение согласно (3) будет при схлопывании меняться скачком, поскольку скачком изменится значение горизонтальной координаты центра вращения $x_1(t)$ (математически - за счет скачка в функции $sign(\psi)$). При этом последний слагаемый в левой части (3) не изменится, поскольку там координата x_1 умножается на $sin(\psi)$, а в момент схлопывания $\psi=0$. Зато изменится предпоследний слагаемый в левой части (3), в котором координата x_1 умножается на $cos(\psi)$.

У нас получается, что численное интегрирование уравнения (3) следует вести отдельно по отрезкам времени между последовательными пересечениями углом поворота опоры нулевого значения (т.е. по отрезкам постоянства координаты центра вращения x_1). Решения на соседних отрезках надо «сшивать» между собой специальным образом: перемещения и скорости будут непрерывны (пока не вводим демпфирование при схлопывании), а вот ускорения в момент схлопывания будут меняться скачком. Приходится отслеживать и уточнять моменты «схлопывания», поскольку они не попадают на моменты задания акселерограммы воздействия (применяется линейная интерполяция ускорений воздействия во времени).

На рис.7 показан график изменения угла поворота опор от времени, на рис.8 - график изменения угловой скорости, на рис.9 - график изменения углового ускорения опоры при воздействии, показанном на рис.4,5.

Угол поворота опоры в зависимости от времени

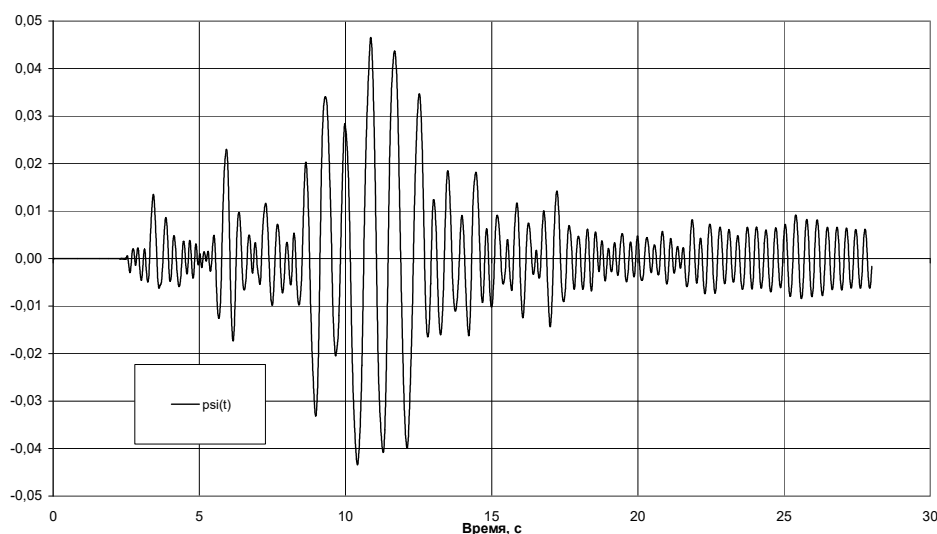


Рисунок 7 - Изменение угла поворота во времени
Figure 7 - Rotation angle in time

Прокомментируем полученные результаты. Прежде всего, отметим, что в рассмотренном примере, несмотря на сильное воздействие (примерно «десятибалльное» по максимальным горизонтальным ускорениям в терминах гражданского СП [4]), амплитуды угловых перемещений не превысили 0,05 рад, что позволяет линеаризовать уравнение движения (3), заменяя синус значением аргумента, а косинус - единицей. Но линеаризация не превращает это уравнение в привычное уравнение движения одномассового осциллятора: коэффициенты кусочно-постоянны по времени; ускорения воздействия входят не только в правую (нагрузочную) часть, но и в левую (жесткостную). При малом воздействии уравнение не параболическое, а гиперболическое с кусочно-постоянными коэффициентами!

Еще одно следствие малости угловых перемещений в рассмотренном примере – отсутствие угрозы опрокидывания даже при рассмотренном достаточно сильном сейсмическом воздействии.

После 22 с, когда обе компоненты воздействия заметно снижаются (см. рис.4, 5), колебания опоры уже мало отличаются от свободных: амплитуды почти постоянны, и периоды, соответственно, тоже почти постоянны.

Угловая скорость опоры в зависимости от времени

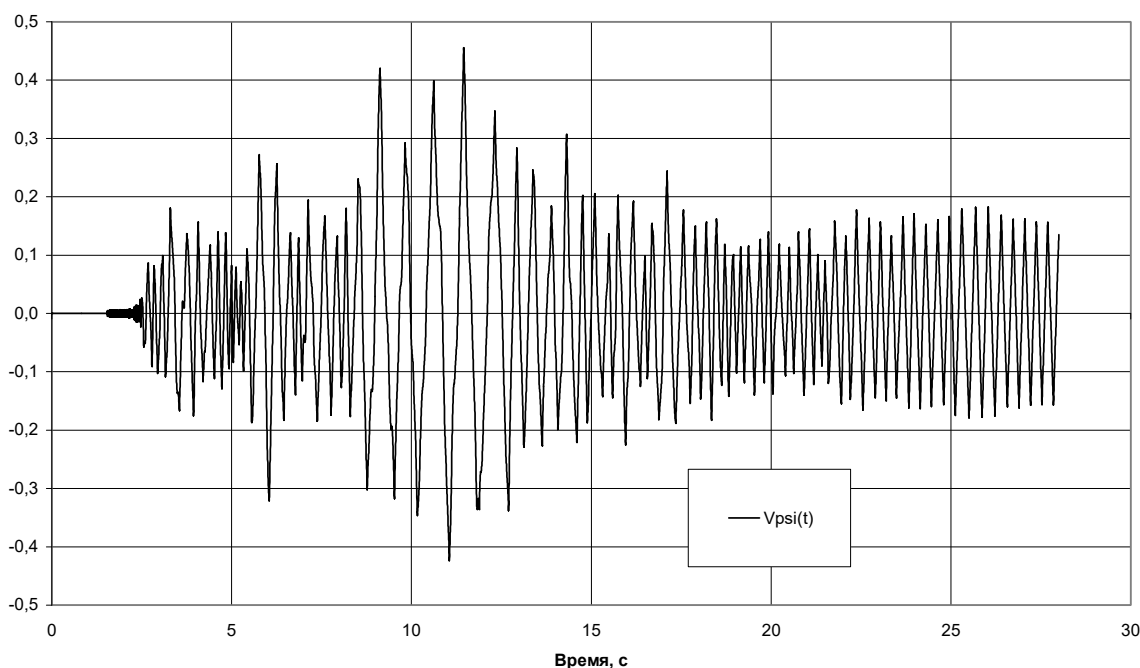


Рисунок 8 - Изменение угловой скорости во времени
Figure 8 - Angular velocity in time

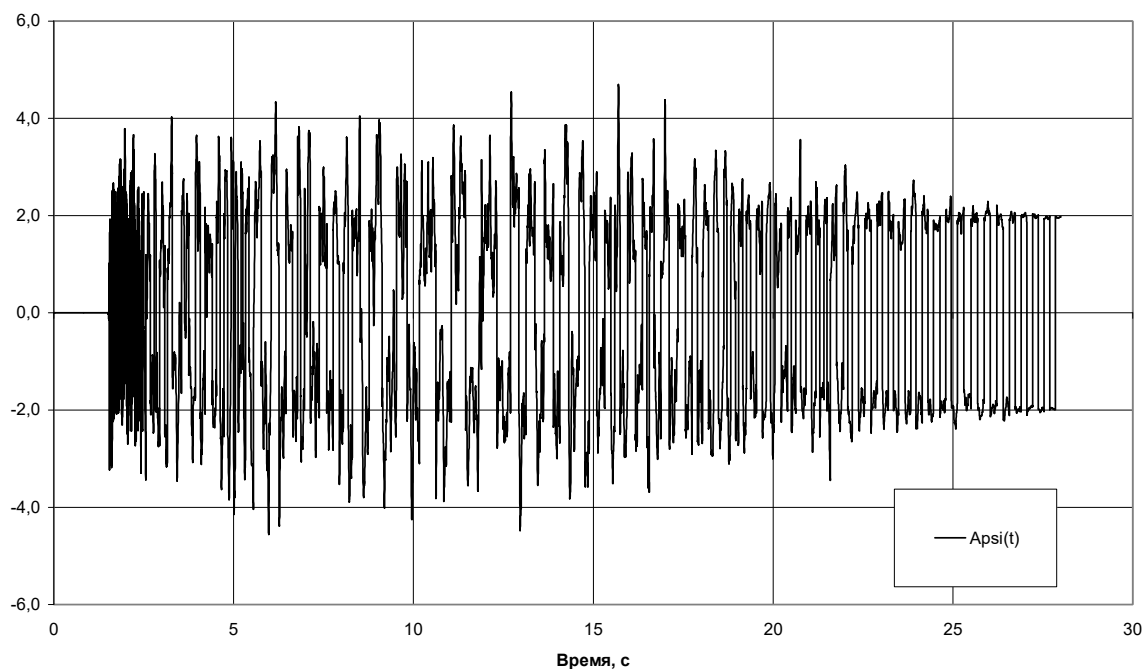
Угловое ускорение опоры в зависимости от времени, рад/с²

Рисунок 9 - Изменение углового ускорения во времени

Figure 9 - Angular accelerations in time

До момента примерно 2,3 с (после первого отрыва, произошедшего, как отмечалось выше, в момент времени $t=1,51$ с) мы наблюдаем «дребезжание»: воздействие пока сравнительно невелико; при малых угловых скоростях на рис.8 период колебаний тоже мал (см. формулу 10). Угловые перемещения уже не равны нулю, но очень малы и практически незаметны на рис.7.

Но как выполняют рассматриваемые опоры свое изначальное предназначение – снижать горизонтальные ускорения на фундаменте здания? Этот вопрос заслуживает отдельного разговора и параметрических исследований, которые автор планирует представить в следующей публикации.

Перейдем к выводам. Прежде всего, выведено уравнение плоских вынужденных колебаний для сооружения на опорах качения А.М. Курзанова с плоским дном. При этом использовано допущение об абсолютной жесткости опор и поверхности качения, а также допущение об отсутствии демпфирования. Принципиальной особенностью, не позволяющей моделировать эту систему линейным осциллятором, является зависимость периода собственных колебаний от начальной скорости или амплитуды перемещения.

Показано, что угловые скорости опор в момент «схлопывания» непрерывны; угловые ускорения в момент «схлопывания» меняются скачком, но остаются в конечных пределах.

Для уточнения модели необходимо, во-первых, получить данные о демпфировании как при вращении опоры вокруг края, так и при «схлопывании». Кроме того, необходимо выяснить, насколько большую погрешность вносит принятое допущение об абсолютной жесткости опоры и поверхности качения.

И заключительный комментарий. Рассматриваемая задача важна не только в приложении к сейсмоизолирующим опорам, но и к расчету сейсмической реакции свободно стоящих (не прикрепленных к полу) объектов: шкафов, системных блоков компьютеров и пр. Поэтому, на взгляд автора, она заслуживает подробного изучения.

Список литературы

1. Тяпин А.Г. Свободные колебания жесткой кинематической опоры Ю.Д.Черепинского // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2020. № 2. С. 18-31. DOI: [10.37153/2618-9283-2020-2-18-31](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-2-18-31)
2. Тяпин А.Г. Колебания жесткого сооружения на кинематических опорах Ю.Д.Черепинского // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2020. № 3. С. 5-18. DOI: [10.37153/2618-9283-2020-3-5-18](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-3-5-18)
3. Тяпин А.Г. Плоские колебания жесткого сооружения на кинематических опорах: общий случай геометрии // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2020. № 4. С.41-54. DOI: [10.37153/2618-9283-2020-4-41-54](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-4-41-54)
4. Изменение № 1 к СП 14.13330.2018 «СНиП II-7-81* Строительство в сейсмических районах». ФАУ ФЦС. 2019.

References

1. Tyapin A.G. Svobodnye kolebaniya zhestkoi kinematoicheskoi opory Yu.D. Cherepinskogo. Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii. 2020, no. 2, pp. 18-31. (In Russ.) doi: [10.37153/2618-9283-2020-2-18-31](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-2-18-31)
2. Tyapin A.G. Kolebaniya zhestkogo sooruzheniya na kinematoicheskikh oporakh Yu.D. Cherepinskogo. Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii. 2020, no. 3, pp. 5-18. (In Russ.) doi: [10.37153/2618-9283-2020-3-5-18](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-3-5-18)
3. Tyapin A.G. Ploskie kolebaniya zhestkogo sooruzheniya na kinematoicheskikh oporakh: obshchii sluchai geometrii. Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii. 2020, no. 4, pp. 41-54. (In Russ.) doi: [10.37153/2618-9283-2020-4-41-54](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-4-41-54)
4. Izmenenie № 1 k SP 14.13330.2018 «SNIP II-7-81* Stroitel'stvo v seismicheskikh rajonakh». FAU FCCS. 2019. (In Russ.)

Информация об авторе/Information about author

Тяпин Александр Георгиевич - доктор технических наук, главный специалист БКП-2 АО «Атомэнергопроект». Москва, Российская Федерация
Tyapin.AG@yandex.ru

Alexander G. Tyapin, Doctor of Technical Science, Senior Specialist BKP-2 JSC «Atomenergoproekt». Moscow, Russian Federation Tyapin.AG@yandex.ru

Поступила в редакцию / Received - 15.09.2020

Поступила после рецензирования и доработки / Revised - 07.10.2020

Принята к публикации / Accepted - 12.10.2020

DOI [10.37153/2618-9283-2020-5-32-46](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-5-32-46)

УДК 550.34

Сейсмическое районирование

Возможности геофизических методов при расчете уровня сейсмической опасности крупных инфраструктурных объектов

С.П. Серебренников¹,

В.И. Джурик²,

Е. В. Брыжак³

^{1,2,3} Институт земной коры СО РАН. Иркутск, Российская Федерация

serebr@crust.irk.ru, dzhurik@crust.irk.ru, bryzhak@crust.irk.ru

Аннотация: В статье представлены обобщенные геофизические и инженерно-геологические материалы, полученные при проведении проектных и инженерно-исследовательских исследований крупных инфраструктурных объектов. В качестве примера в статье осуществлен анализ разнообразных сочетаний инженерно-геологической среды и сейсмической ситуации, в пределах рекомендаций общего сейсмического районирования (ОСР), аэродромных комплексов Сибири и Монголии. Авторами рассмотрена возможность подготовки обобщенной базы данных о влиянии комплекса приповерхностных грунтовых слоев на основные параметры сейсмических воздействий при проведении инженерно-сейсмологических работ и расчета уровня сейсмической опасности территорий. Возможность прогнозирования влияния приповерхностной зоны геологического разреза на уровень проявления сейсмической опасности отдельных групп рыхлых и скальных образований базируется на изучении основных параметров геофизических полей непосредственно на территории расположения объектов и региона в целом. Исходные данные для обоснования инженерно-сейсмологических условий при мониторинге обследованных крупных технических сооружений получены в результате комплексных инструментальных геофизических измерений (сейсморазведочные и электроразведочные методы, регистрация микросейсм и землетрясений) и проведения теоретических расчетов. Выполненные в большом объеме геофизические измерения на участках строительных площадок крупных объектов инфраструктуры обобщены и их результаты зафиксированы в форме таблиц для различного состояния грунтов в естественных условиях. Представленные результаты в виде вариантов расчетных сейсмических параметров для обобщенных сейсмогрунтовых моделей инженерно-геологических разрезов позволяют определить уровень сейсмической опасности крупных гражданских и промышленных сооружений. Обобщенные результаты комплексных геофизических исследований показали

@ С.П. Серебренников, В.И. Джурик, Е. В. Брыжак, 2020

возможность их использования для проектных и инженерно-сейсмологических изысканий и оценки уровня сейсмической опасности, в параметрах сейсмических воздействий, для крупных промышленных и гражданских объектов Монголии и Сибири.

Ключевые слова: инженерная сейсмология, сейсмическая опасность, грунты, приращение балльности, скорости сейсмических волн

Благодарности: Исследование выполнено при поддержке РФФИ и МОКНСМ в рамках научного проекта №20-55-44011.

Для цитирования: Серебренников С.П., Джурик В.И., Брыжак Е. В. Возможности геофизических методов при расчете уровня сейсмической опасности крупных инфраструктурных объектов. *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2020. №5. С.32-46
doi [10.37153/2618-9283-2020-5-32-46](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-5-32-46)

Seismic zoning

The possibilities of using the geophysical methods in calculation of the levels of seismic hazard for large infrastructure objects

Serebrennikov S.P.¹,

Dzhurik V.I.²,

Bryzhak E.V.³

^{1,2,3} Institute of the Earth Crust Siberian Branch of RAS. Irkutsk, Russian Federation

Abstract: This paper provides the summarized geophysical and engineering-geological data obtained from the project studies and engineering survey of large infrastructure facilities. For illustrative purposes, the paper deals with the analysis of different combinations of engineering-geological and seismic environments with regard to recommendations for general seismic zoning (GSZ) of aerodrome complexes in Siberia and Mongolia. The authors considered the possibility of overall impact of near-surface layers on the project studies and engineering survey of large infrastructure facilities and potential applicability of the geophysical methods in determination of seismic hazard level for the facilities studied. The probability of prediction of the impact of near-surface engineering-geological section on the level of manifestation of seismic properties of certain types of soft sediments and rock formations is based on the study of main parameters of geophysical fields directly within the studied facilities and regions as a whole. The initial data for substantiation of engineering-seismological conditions in monitoring large facilities studied were obtained from the integrated instrumental geophysical measurements (seismic and electrical surveying, microseismic recording) and theoretical calculations. The results of a large volume of geophysical research conducted in the near-surface geological sections of large infrastructure facilities are summarized and presented in the tables of ground conditions in natural and artificial environments. The results presented as variants of seismic design parameters for the summarized engineering-geological sections, seismic properties of typical grounds and parameters of seismic design models of typical sections allow determining seismic hazard level for large civil and industrial facilities.

Generalized results of complex geophysical studies, showed the possibility of their use for design and engineering seismological surveys and assessment of the level of seismic danger, in the parameters of seismic impacts, for large industrial and civil facilities in Mongolia and Siberia.

Keywords: engineering seismology, seismic hazard, grounds, intensity increment, seismic-wave velocities

Acknowledgements: The study was supported by the RFBR and Ministry of education, culture, science and sports of Mongolia in the framework of scientific project No. 20-55-44011.

For citation: Serebrennikov S.P., Dzhurik V.I., Bryzhak E.V. The possibilities of using the geophysical methods in calculation of the levels of seismic hazard for large infrastructure objects. *Seismostoiroe stroitel'stvo. Bezopastnost' sooruzhenii*=Earthquake engineering. *Constructions safety*. 2020; no. 5.

Pp.32-46 doi [10.37153/2618-9283-2020-5-32-46](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-5-32-46)

Пример обзора сочетания различных величин сейсмических воздействий на грунты в естественном состоянии, может быть осуществлен через изучение основных параметров геофизических полей по площади [3,8,9].

Для подготовки обобщенной базы влияния комплекса приповерхностных слоев грунтов, рассмотрено соответствие теоретических и практических построений проявления сейсмических свойств разноплановых грунтов всего инженерно-сейсмологического комплекса крупных территориальных объединений (город, округ, промышленные предприятия).

Проведенные в большом объеме геофизические измерения приповерхностной зоны инженерно-геологического разреза обобщены и их результаты представлены в форме таблиц состояния грунтов в естественных и искусственных средах для аэродромных комплексов.

В качестве объектов исследований выбраны два производственных объединения Сибири, где в состав производственных объектов и структур входят взлетно-посадочный комплекс (рис.1) и две взлетно-посадочные полосы (ВПП) гражданских аэропортов Сибири и Монголии.

При проектировании и строительстве производственных объединений учитывалась возможность строительства взлетно-посадочной полосы до 2 км и более. Здесь учитывались морфоструктурные особенности рельефа и инженерно-геологическая обстановка. Надо отметить, что не всегда учитывались инженерно-сейсмологические особенности территории расположения данных объектов и эта особенность касается многих государств, тем более, что строились объекты десятки лет назад.

Обзор наших исследований мы начинаем с аэродромного комплекса «Иркут», г. Иркутск.

Инженерно-геологический комплекс площадки представлен верхнечетвертичными аллювиальными отложениями, перекрытыми с поверхности техногенными и биогенными образованиями четвертичного периода. Толща аллювиальных отложений сложена суглинками, супесями и песками средней крупности, ниже залегают гравийно-галечниковые грунты с песчаным заполнителем.



Рисунок 1 - А) - ВПП ПО «Иркут», г. Иркутск, Б) - ВПП ПО «Вертолеты России», г. Улан-Удэ
Figure 1 - A) - WFP “Irkut”, Irkutsk, B) - WFP “Russian Helicopters”, Ulan-Ude

Грунты на территории аэродромного комплекса по степени водонасыщения, в основном, имеют малую и среднюю степень водонасыщения. На отдельных участках аэродромной инфраструктуры обнаружены грунтовые воды вблизи поверхности с глубины 1,5-4,5 м. Таким образом, на исследуемой территории максимальная отметка соответствует глубине залегания УГВ от поверхности - близкая к 2 м. Водовмещающими являются галечниковый грунт, гравий, пески. Мощность водонасыщенных грунтов до 11 м. Основным водоупорным горизонтом считаются суглинки, глины и песчаники. Эти условия принимаются для дальнейших расчетов уровня сейсмической опасности.

Результаты измерения скоростей сейсмических волн, необходимые для расчетов сейсмической опасности по методу сейсмических жесткостей, представлены в табличной форме для обобщенных типовых разрезов аэродромного комплекса (Таблица 1).

Таблица 1 - Совокупность геофизических данных для типовых разрезов
Table 1 - A combination of geophysical data for typical incisions

Инженерно-геологический разрез	h (м)	V _p (м/с)	V _s (м/с)	ρ (т/м ³)	A _{max} , (см/с ²) I (баллы)
пески, суглинки, гравийно-галечниковый грунт	8	670	330	1,9	203 (8)
	30	1900	800	2,2	
	10	2100	1150	2,4	
		2400	1300	2,5	
гравийно-галечниковый грунт (водонасыщение с глубины 4-5 м)	4	750	380	1,9	231 (8,2)
	30	2000	550	2,2	
	10	2100	1150	2,4	
	∞	2400	1300	2,5	
гравийно-галечниковый грунт (водонасыщение с глубины 1,5-2 м)	2	600	300	1,9	390 (8,9)
	30	2000	550	2,2	
	10	2100	1150	2,4	
	∞	2400	1300	2,5	

Скорости сейсмических волн в разрушенных и трещиноватых скальных грунтах, учитывая и результаты выполненных ранее исследований по территории г. Иркутска, принимаются для эталонных грунтов как наиболее вероятные значения скоростей в трещиноватых коренных породах: V_p = 2100 м/с, V_s = 1150 м/с и ρ = 2,4 г/см³. Их сейсмическая опасность принимается равной 7 баллам.

Эталонные «средние» грунты для территории, учитывая ту же схему (скальные грунты), предъявляются в виде неводонасыщенной толщи рыхлых отложений мощностью не менее 10 м. Скорости сейсмических волн в них приняты равными 600 м/с – V_p и 300 м/с – V_s, при объемной массе 1,8 г/см³. Так же учитывались и выполненные ранее исследования по территории г. Иркутска [2]. Сейсмическая опасность таких «средних» эталонных грунтов принимается равной 8 баллам.

Для следующего объекта («Вертолеты России», г. Улан-Удэ) мы представляем несколько другой вариант сейсмического микрорайонирования. Это обусловлено, во-первых, большей территорией исследований и, во-вторых, сложностью комплекса инженерно-геологических условий. На первом этапе мы использовали материалы исследований по микрорайонированию г. Улан-Удэ и прилегающих территориальных административных округов [7].

Результаты исследования сейсмических свойств грунтов на территории г. Улан-Удэ представлены в Таблице 2, в границах административного округа, на территории которого расположен авиационный (аэродромный) комплекс.

Таблица 2- Сейсмические свойства грунтов
Table 2 - Seismic properties of soils

Грунтовые условия	Расчет приращений для каждой разновидности грунта		Среднее значение Р и S для верхнего 10 м слоя		Расчет приращения балльности с учетом 10 м слоя	
	Ip (балл)	Is (балл)	Vp м\с	Vs м\с	Ip (балл)	Is (балл)
Пески Скальные грунты	+1,60 -0,03	+1,67 -0,08	685	326	+0,93	+1,1
Пески, галечник Песок обводненный	+1,46 +2,46	+1,66 +2,66	510	510	+1,26	+1,45
Пески, галечники, Галечник обводненный	+1,60 +2,30	+1,94 +2,35	430	140	+1,74	+2,14
Дресва, щебень, песок Конгломераты	+1,46 +0,10	+1,44 +0,08	765	413	+0,86	+0,88
Щебень, песок, Конгломераты	+1,66 0,00	- 0,00	1345	-	+0,36	-
Грубообломочные Конгломераты	+1,30 0,00	+1,36 0,00	1590	900	+0,23	+0,23
Песок, галечник, Галечник обводненный	+1,60 +2,30	+1,66 +2,35	480	220	+1,60	+1,79
Песок, галечник, Конгломераты	+1,80 +2,30	+1,94 +2,30	1125	270	+0,65	+1,28
Пески Грубообло-мочные Конгломераты	+1,46 +0,68 -0,13	+1,30 +0,73 -0,08	975	580	+0,75	+0,78
Трещиноватые скальные Конгломераты	+0,60 0,00	+0,50 +0,01	1720	1000	+0,24	+0,24
Пески Скальные грунты	+1,68 -0,18	+1,68 -0,20	420	200	+1,48	+1,47

Для территории авиационного комплекса г. Улан-Удэ представлены основные характеристики физико-механических свойств выделенных инженерно-геологических элементов (песчаники и алевролиты – скальные грунты территории).

Дресвяный грунт неоднородный малой степени водонасыщения с заполнителем супесью твердой, с примесью органического вещества. Плотность грунта в естественном состоянии $2,03 \text{ г/см}^3$, плотность частиц (ρ_s) грунта $2,71 \text{ г/см}^3$. Среднее значение коэффициента пористости (e) составляет 0,397 д.е.

Песчаник светло-коричневый среднезернистый средней плотности среднепористый сильновыветрелый размягчаемый. Плотность грунта в естественном состоянии $2,03 \text{ г/см}^3$, плотность частиц (ρ_s) грунта $2,66 \text{ г/см}^3$. Среднее значение коэффициента пористости (e) составляет 0,371 д.е.

Алевролит светло-коричневый средней плотности среднепористый сильновыветрелый размягчаемый. Плотность грунта в естественном состоянии $2,04 \text{ г/см}^3$, плотность частиц (ρ_s) грунта $2,71 \text{ г/см}^3$. Среднее значение коэффициента пористости (e) составляет 0,411 д.е.

В гидрогеологическом плане на территории проведения изысканий вскрыт водоносный горизонт верхне-четвертичных-современных пролювиально-делювиальных отложений.

По условиям формирования, режиму и гидродинамическим характеристикам подземные воды относятся к грунтовым. Грунтовые воды зафиксированы на глубинах от 2,8 до 4,6 водоупорным горизонтом скальные грунты (алевролит).

Результаты измерения скоростей сейсмических волн, необходимые для расчетов сейсмической опасности по методу сейсмических жесткостей, представлены в табличной форме (Таблица 3).

Таблица 3 - Варианты расчетных сейсмических параметров для обобщенных инженерно-геологических разрезов

Table 3 - Options for calculated seismic parameters for generalized engineering and geological incisions

h (м)	V_p (м/с)	V_s (м/с)	ρ (т/м ³)	A_{\max} , (см/с ²) I (баллы)	Инженерно-геологический комплекс
10 ∞	2200 2400	1200 1300	2,4 2,5	102 (7)	Скальные грунты
2 7 8 10 ∞	630 1040 1600 2200 2400	270 500 830 1200 1300	1,8 2,0 2,2 2,4 2,5	190 (8)	Рыхлые отложения водонасыщенные, скальные грунты
5 6 10 ∞	560 1290 2200 2400	260 680 1200 1300	1,8 2,1 2,4 2,5	185 (8)	Рыхлые отложения, скальные грунты

Таким образом, для проведения расчетов сейсмической опасности по методу сейсмических жесткостей, и реализации расчетных методов, получены все необходимые данные о составе грунтов, скоростях распространения в них сейсмических волн и объемной массе эталонных и исследуемых грунтов. Данные выполненных расчетов приращений сейсмической балльности, согласно изложенной выше методике, приводят к следующим результатам.

Приращение балльности по отношению к эталонному грунту (коренные породы) по методу сейсмических жесткостей лежат в пределах от 0,79 до 2,09 баллов (Иркутск). Для исследуемого объекта на территории г. Улан-Удэ диапазон изменения балльности менее заметен - в среднем 1 балл.

Если для первых двух объектов исследования проводились на существующих ВПП с отслеживанием инженерно-геологической ситуации на протяжении большого

временного периода, то на следующих площадках геофизические изыскания осуществлялись на стадии проектирования.

Для оценки сейсмической опасности территории строительства взлетно-посадочной полосы нового аэродромного комплекса (г. Улан-Батор, Монголия) представлены материалы исследований по уровню сейсмической опасности региона, возможным максимальным ускорениям колебаний грунтов, с выделением преобладающего периода колебаний и величин резонансных частот рыхлой толщи на случай сильного землетрясения. В свою очередь для их получения проведены работы по изучению скоростной неоднородности грунтов верхней зоны разреза (до коренных грунтов), с получением исходного сигнала и параметров очага произошедших сейсмических событий вблизи комплекса и осуществления теоретических расчетов [1].

Исходные данные для обоснования инженерно-сейсмологических условий участка строительства ВПП базируются на инструментальных геофизических измерениях (электроразведка, сейморазведка и регистрация микросейсм) при обязательном проведении теоретических расчетов.



Рисунок 2 - А) геофизические измерения на участке строительства ВПП и сейсмическое районирование на стадии проектирования, Б) новый аэропорт г. Улан- Батор

Figure 2 - A) Geophysical measurements for runway construction sites and seismic zoning at the design stage, B) the new airport in Ulan Bator

По электроразведке пройдено два профиля методом вертикального электрического зондирования (ВЭЗ), для которых точки ВЭЗ сгущаются на участке предполагаемого тектонического нарушения.

Электрические сопротивления на участке имеют диапазон изменений от 10 до 600 Ом·м. Величины значений более 200 Ом·м характеризуют верхний слой рыхлых отложений и плотные коренные породы. Слои со значением сопротивлений до 100 Ом·м соответствуют рыхлым и коренным породам с различной степенью разрушения и водонасыщения. Значения сопротивлений больше 200 Ом·м могут соответствовать относительно сохранным коренным породам или воздушно-сухим рыхлым отложениям до глубины 3-4 м.

В дальнейшем данные ВЭЗ учитывались нами при районировании сейсмической опасности участка ВВП.

Методом микросейсм оценивалась реакция различных грунтовых слоев площадки на микросейсмические колебания естественного происхождения [4]. Проведенные измерения уровня микросейсм и их спектральный анализ позволили оценить сейсмические свойства грунтов на исследуемой площади по отношению к эталонному грунту (коренные породы). В результате получено, что сейсмическая

опасность площадки строительства взлетно-посадочной полосы на момент исследований меняется от 7,1 до 8,3 баллов.

Обоснование сейсмической опасности по методу сейсмических жесткостей для объектов ВПП представлено выше. Для исследуемой строительной площадки отмечены широкие диапазоны изменений скоростей продольных волн в рыхлых породах от низких 400-500 м/с (в слое до 3-4 м) до 600-900 м/с и более в нижней части геологического разреза. В разрушенных скальных породах диапазон изменения скоростей составляет 1900-2950 м/с (средний – 2400 м/с). С глубины 10 и более метров скорости изменяются в пределах от 3000 до 4600 м/с. Соотношение скоростей продольных волн (V_p) к поперечным (V_s) в рыхлых грунтах и в разрушенных коренных породах изменяется в пределах от 1,9 до 2,2. В коренных породах при снижении уровня разрушения с глубиной отношение скоростей уменьшается до 1,7. В итоге за эталон принимается наиболее вероятное значение скоростей в трещиноватых скальных грунтах верхней зоны разреза равные 2400 м/с и с объемной массой этих грунтов в 2,5 г/см³. По сейсмическим свойствам это грунты данной категории и их сейсмическая опасность обычно принимается на один балл меньше исходной [5].

В результате выполненных расчетов приращения балльности меняются от -0,1 до +1,2 баллов. Расчеты выполнены для случая залегания УГВ ниже 7 м от поверхности и хорошо согласуются с данными других геофизических методов.

Для построения моделей использованы данные бурения и результаты сейсморазведочных и электроразведочных измерений, в том числе обобщенные данные о скоростях сейсмических волн для наиболее распространенных типов грунтов [1,6]. В результате построено 7 моделей, которые полностью охватывают возможные изменения по мощности залегания рыхлых грунтов на площадке строительства и возможных изменений скоростей сейсмических волн с глубиной. Их основные параметры сведены в Таблицу 4.

Таблица 4 - Параметры расчетных сейсмических моделей для обобщенных типовых разрезов

Table 4 - The parameters of calculated seismic models for generalized typical incisions

№ модели	h (м)	Vp (м/с)	Vs (м/с)	ρ (Т/М ³)
1 модель эталона	10	2400	1300	2,5
	∞	3000	1600	2,6
2 средние грунты	10	720	360	1,9
	10	2400	1300	2,5
	∞	3000	1600	2,6
3	5	500	250	1,8
	10	2400	1300	2,5
	∞	3000	1600	2,6
4	5	500	250	1,8
	5	600	300	1,9
	10	2400	1300	2,5
	∞	3000	1600	2,6
5	10	600	300	1,8
	10	700	350	1,9
	10	2400	1300	2,5
	∞	3000	1600	2,6
6	10	600	300	1,8
	10	700	350	1,9
	20	800	400	2,0
	10	2400	1300	2,5
	∞	3000	1600	2,6
7	10	600	300	1,8
	10	700	350	1,9
	20	800	350	2,0
	20	900	400	2,1
	10	2400	1300	2,5
	∞	3000	1600	2,6

Модели №1 и №2 соответствуют эталонным скальным и средним грунтам. Модели №3-7 соответствуют различной мощности неводонасыщенных рыхлых грунтов, которая увеличивается от 5 до 50-60 м.

Расчет ускорений на поверхности коренных пород для построенной модели «эталона» №1 приводит к усилению сейсмических колебаний исходного сигнала практически в два раза, это связано с учетом двойного отражения. Угол подхода сейсмического луча на границе полупространства принят близким к 30^0 от вертикали, их основные параметры сведены в Таблицу 5.

Таблица 5 - Основные параметры расчетных акселерограмм (модели 1-7)
Table5 - The main parameters of calculated accelerator (models 1-7)

№ модели	Максимальное ускорение \ddot{A}_{\max} , (см/с ²)	Максимальное значение спектра, (см/с)	Частота основного максимума спектра, (Гц)	Резонансная частота рыхлых слоев, (Гц)	Максимальное увеличение на резонансной частоте, /U/
1	110	18	1,6; 2,8	>20	2,1
2	223	30	1,6; 2,8	8	3,4
3	139	23	1,6	11	2,8
4	215	31	1,6	7,3	3,5
5	215	44	1,6; 2,8	4,7	4,0
6	248	42	1,6; 2,8	3,2	3,9
7	244	52	1,6	1,8	4,1

Для модели эталона, представленной средними грунтами (Таблица 5, модель №2), максимальное ускорение может достигать 223 см/с², что соответствует 8-балльному уровню исходной сейсмичности. Расчетные параметры эталонных сейсмических воздействий средних грунтов. Они получены путем анализа соответствующих параметров основных зон ВОЗ для района строительства и отвечают вероятным сильным землетрясениям из этих зон по максимальным ускорениям и частотному составу.

Для основных моделей результаты расчетов сведены в Таблицу 5. Важной характеристикой сейсмических воздействий является изменение интенсивности сейсмических колебаний слоя осадочных образований в верхнем слое геологического разреза в зависимости от частоты исходного сигнала для построенных моделей. Основные параметры - максимальное увеличение /U/ и частоты преобладающих максимумов сведены в Таблицу 5.

С увеличением мощности рыхлых отложений частота основного максимума уменьшается. Так для 10-метрового слоя средних грунтов она равна 8 Гц (М-2), а для 60-метрового слоя рыхлых неводонасыщенных грунтов она составляет 1,8 Гц (М-7). Максимальные увеличения исходного сигнала на этих же частотах с учетом двойного отражения от поверхности меняются от 2,8 до 4,1 соответственно.

Таким образом, в результате проведения теоретических расчетов получены основные параметры сейсмических воздействий (максимальные ускорения и преобладающие частоты колебаний грунтов) для районирования по ним территории строительной площадки ВПП на случай землетрясений, соответствующих по своему уровню исходной сейсмичности района.

Вероятный уровень сейсмической опасности участка строительства аэродромного комплекса при помощи метода микросейсм рассмотрим на примере аэропорта п. Горячинск. Регистрация микросейсм проводилась в пределах расположения сооружений аэропорта и ВПП. Пункты регистрации микросейсм и сейсморазведочных измерений представлены (рис.3). Для наглядности и подтверждения полученных результатов по методу микросейсм, представлены амплитудно-частотные характеристики для различных грунтовых условий района строительства (рис. 4).



Рисунок 3- Пункты геофизических исследований на площадке аэропорта Горячинск
Figure 3 - Geophysical research points at the Gorychinsk airport site

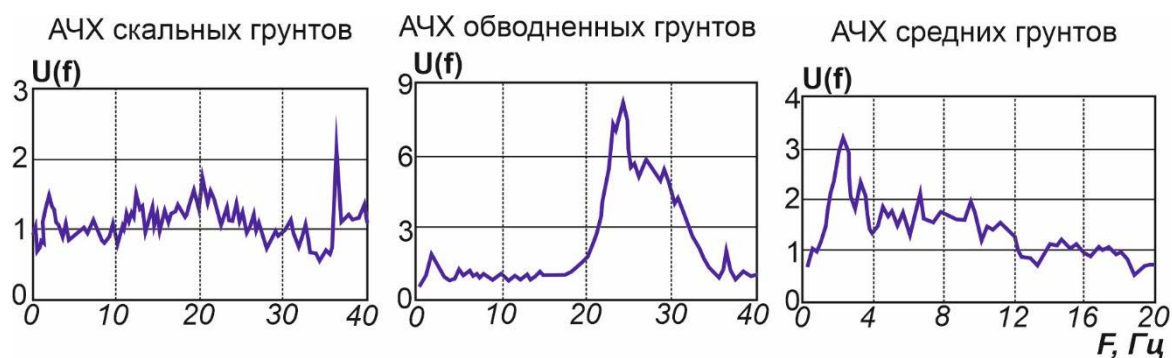


Рисунок 4 - АЧХ на разных по составу и состоянию грунтах
Figure 4 - AFC on different composition and condition of soils

Большой набор экспериментальных данных по методу микросейсм и относительная однородность исследуемой территории по инженерно-геологическим данным позволяет вычислить среднюю частотную характеристику (рис. 5). Осреднение проведено по значениям максимальных амплитуд на фиксированных частотах.

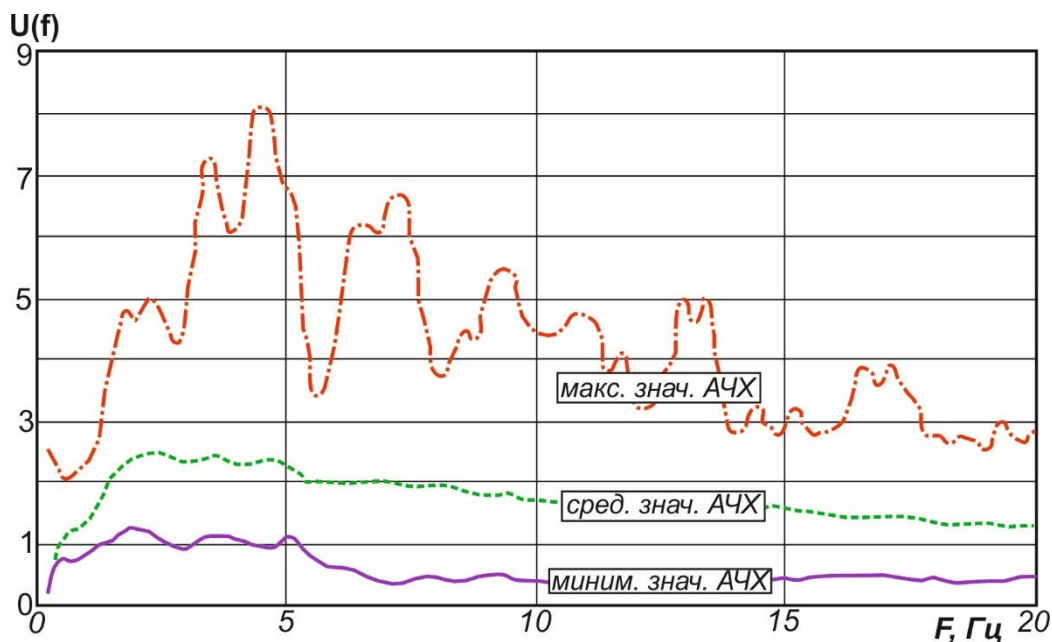


Рисунок 5 - Средняя амплитудно-частотная характеристика грунтов в пунктах наблюдений

Figure 5 - Average amplitude-frequency characteristics of soils in observation points

Основные максимумы средней частотной характеристики находятся в интервале 2,2–2,6 и приходятся на диапазон частот от 2 до 5 Гц.

В итоге отмечается, что амплитудно-частотные характеристики в пунктах проведения измерений на площадке строительства характеризуют степень увеличения интенсивности колебаний грунтов в зависимости от частоты. Уровни передаточных функций (АЧХ) непосредственно использовались для расчета приращений балльности для конкретного пункта регистрации микросейсм.

Таким образом, оценка сейсмической опасности площадки с помощью метода микросейсм приводит к следующим результатам. Приращение сейсмической опасности по отношению к эталонным коренным породам меняется от 0,3 до 1,3 баллов.

По данным экспериментальных методов получены все необходимые сведения о состоянии и мощности рыхлых отложений, основных сейсмических параметрах эталонных и исследуемых грунтов, скоростях распространения в них сейсмических волн и распределения уровня микросейсм. При использовании отмеченных данных и реализации расчетных методов дана оценка сейсмической опасности ответственных сооружений, рассмотрена возможность подготовки обобщенной базы данных и влияние комплекса параметров физических свойств приповерхностных грунтовых слоев на установленный уровень исходных сейсмических воздействий.

В итоге представленные результаты комплексных геофизических исследований, выполненные на участках ответственных сооружений, показали возможность их использования для проектных и инженерно-сейсмологических изысканий и оценки уровня сейсмической опасности в параметрах сейсмических воздействий для крупных промышленных и гражданских объектов Монголии и Сибири.

Список литературы

1. Джурик В.И., Дугармаа Т. и др. Сейсмическое микрорайонирование аймачных центров Монголии. Улаанбаатар: АНМ.1998. 248 с.
2. Джурик В.И., Серебренников С.П., Дреннов А.Ф., Брыжак Е.В., Ескин А.Ю. Методика формирования сейсмического сигнала с целью районирования

- сейсмической опасности городских агломераций (на примере г. Иркутска) // Известия Иркутского государственного университета. Серия «Науки о Земле». 2012. Т.5. №2. С. 96-110.
3. ОСП-2015. Общее сейсмическое районирование территории Российской Федерации. Изменение № 1 СП 14.13330.2014 Строительство в сейсмических районах СНиП II-7-81* (актуализированного СНиП II-7-81* «Строительство в сейсмических районах» (СП 14.13330.2011). Дата введения в действие 2015-12-01 приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации (Минстрой России) от 23 ноября 2015 г.
 4. Оценка влияния грунтовых условий на сейсмическую опасность // Методическое руководство по сейсмическому микрорайонированию. М.: Наука. 1988. 300 с.
 5. Рекомендации по сейсмическому микрорайонированию при инженерных изысканиях для строительства. М.: Госстрой СССР. 1986. 62 с.
 6. Dzhurik V.I. Complex geophysical and seismological investigation in Mongolia. Ulaanbaatar: AN Mongolia. 2004. 315 pp.
 7. Dzhurik V.I., Tubanov Ts.A., Serebrennikov S.P., Drennov A.F., Bryzhak E.V., Eskin A.Yu. An overview of the technique for seismicity microzonation mapping of the Ulan-Ude city territory. *Geodynamics & Tectonophysics*. 2015, Volume 6, Issue 3, pp. 365-386.
 8. Malte I., Wohlenberg J. Microtremor Measurements used to map thickness of soft sediments. *Bull. Seism. Soc.* 1999, V. 89, No.1, pp. 250-259.
 9. Serebrennikov S.P., Dzhurik V.I., Eskin A.Yu. Assessment of drainage area of earth dams and its parameters. *Znanstvenamisel journal*. 2018, Vol.1, No. 23, pp.14-18.

References

1. Dzhurik V.I., Dugarmaa T. i dr. Sejsmicheskoe mikrorajonirovanie ajmachnykh centrov Mongolii. Ulaanbaatar: ANM.1998. 248 p. [In Russian]
2. Dzhurik V.I., Serebrennikov S.P., Drennov A.F., Bryzhak E.V., Eskin A.Yu. Metodika formirovaniya seismicheskogo signala s cel'yu raionirovaniya seismicheskoi opasnosti gorodskikh aglomeracii (na primere g. Irkutska). *Izvestiya Irkutskogo gosudarstvennogo universiteta. Seriya «Nauki o Zemle»*. 2012, T.5, no. 2, pp. 96-110. [In Russian]
3. OSR-2015. Obshchee seismicheskoe raionirovanie territorii Rossiiskoi Federatsii. Izmenenie № 1 SP 14.13330.2014 Stroitel'stvo v seismicheskikh raionakh SNIP II-7-81* (aktualizirovannogo SNIP II-7-81* «Stroitel'stvo v seismicheskikh raionakh» (SP 14.13330.2011). Data vvedeniya v deistvie 2015-12-01 prikazom Ministerstva stroitel'stva i zhilishchno-kommunal'nogo khozyaistva Rossiiskoi Federatsii (Minstroj Rossii) ot 23 noyabrya 2015 g. [In Russian]
4. Otsenka vliyaniya gruntovykh uslovii na seismicheskuyu opasnost'. Metodicheskoe rukovodstvo po seismicheskomu mikroraionirovaniyu. M.: Nauka. 1988. 300 p. [In Russian]
5. Rekomendatsii po seismicheskomu mikroraionirovaniyu pri inzhenernykh izyskaniyakh dlya stroitel'stva. M.: Gosstroj SSSR. 1986. 62 p. [In Russian]
6. Dzhurik V.I. Complex geophysical and seismological investigation in Mongolia. Ulaanbaatar: AN Mongolia. 2004. 315 pp.
7. Dzhurik V.I., Tubanov Ts.A., Serebrennikov S.P., Drennov A.F., Bryzhak E.V., Eskin A.Yu. An overview of the technique for seismicity microzonation mapping of the Ulan-Ude city territory. *Geodynamics & Tectonophysics*. 2015, Volume 6, Issue 3, pp. 365-386.

8. Malte I., Wohlenberg J. Microtremor Measurements used to map thickness of soft sediments. Bull. Seism. Soc. 1999, V. 89, No.1, pp. 250-259.
9. Serebrennikov S.P., Dzhurik V.I., Eskin A.Yu. Assessment of drainage area of earth dams and its parameters. Znanstvenamisel journal. 2018, Vol.1, No. 23, pp.14-18

Информация об авторах/Information about authors

Серебренников Сергей Петрович - кандидат геолого-минералогических наук, старший научный сотрудник Института земной коры СО РАН. Иркутск, Российская Федерация
serebr@crust.irk.ru

Sergei P. Serebrennikov, Candidate of Geology and Mineralogy, Institute of the Earth's Crust Siberian Branch of RAS. Irkutsk, Russian Federation serebr@crust.irk.ru

Джурик Василий Ионович - доктор геолого-минералогических наук, заведующий лабораторией сейсмогеологии и инженерной сейсмологии Института земной коры СО РАН. Иркутск, Российская Федерация
dzhurik@crust.irk.ru

Vasilii I. Dzhurik, Doctor of Geology and Mineralogy Institute of the Earth's Crust Siberian Branch of RAS. Irkutsk, Russian Federation
dzhurik@crust.irk.ru

Брыжак Евгений Вадимович - кандидат геолого-минералогических наук, старший научный сотрудник Института земной коры СО РАН. Иркутск, Российская Федерация
bryzhak@crust.irk.ru

Evgenii V. Bryzhak, Candidate of Geology and Mineralogy, Institute of the Earth's Crust Siberian Branch of RAS. Irkutsk, Russian Federation
bryzhak@crust.irk.ru

Поступила в редакцию / Received - 10.08.2020

Поступила после рецензирования и доработки / Revised - 15.09.2020

Принята к публикации / Accepted - 20.09.2020

DOI [10.37153/2618-9283-2020-5-47-54](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-5-47-54)

УДК 699.8

Проектирование, строительство и реконструкция сейсмостойких зданий и сооружений

Диагностика и повышение безопасности железнодорожного моста на железнодорожной линии Учкурган-Ташкомур на ПК 17+494

М.Ч. Апсеметов¹, Р.А. Жумабаев¹, Н. Курманбек уулу¹, А. Е. Айдаралиев¹

¹Кыргызский государственный университет строительства, транспорта и архитектуры (КГУСТА) имени Н. Исанова. Бишкек, Республика Кыргызстан
muhtar.ap@mail.ru

Аннотация: В статье описывается и подробно рассматривается процесс обследования и проведения испытаний железнодорожного моста на линии Учкурган – Ташкомур км 17+494, осуществленный специалистами Кыргызского государственного университета строительства, транспорта и архитектуры (КГУСТА) на основании договора с «Мостоотряд» ГП «НК «Кыргызтемиржолу» с целью оценки технического состояния мостовой конструкции, оценки ее соответствия требованиям нормативной документации и подготовки технического заключения с выводами и предложениями по дальнейшей эксплуатации моста и повышению его эксплуатационной безопасности.

Ключевые слова: безопасность сооружений, железнодорожный мост, железнодорожный транспорт, техническое состояние, статические характеристики, статическое испытание, динамическое испытание, сейсмоприемник, динамический коэффициент

Для цитирования: Апсеметов М.Ч., Жумабаев Р.А., Курманбек уулу Н., Айдаралиев А. Е. Диагностика и повышение безопасности железнодорожного моста на железнодорожной линии Учкурган-Ташкомур на ПК 17+494. Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2020. №5. С.47-54 doi [10.37153/2618-9283-2020-5-47-54](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-5-47-54)

Design, building and reconstruction of a seismic constructions

Diagnostics and improving the safety of the railway bridge on the Uchkurgan-Tashkomur railway line on PC 17 + 494

Apsemetov M.Ch.¹, Zhumabaev R.A.¹, Kurmanbek uulu N.¹, Aidaraliev A.E.¹

¹Kyrgyz State University of Construction, Transport and Architecture (KSUCTA) named after N. Isanov. Bishkek, Republic of Kyrgyzstan

@ Apsemetov M.Ch., Zhumabaev R.A., Kurmanbek uulu N., Aidaraliev A.E., 2020

Abstract: The article describes and discusses in detail the process of inspection and testing of the railway bridge on the Uchkurgan – Tashkomur stage km 17+494, carried out by specialists of the Kyrgyz State University of Construction, Transport and Architecture (KSUCTA) on the basis of the contract with the Mostootryad SE NK Kyrgyz railway for the purpose of assessing the technical state of pavement design, evaluation of its conformity to requirements of standard documentation and preparation of technical findings with conclusions and suggestions for further exploitation of the bridge and increasing its operational safety.

Keywords: safety of structures, railway bridge, railway transport, technical condition, static characteristics, static test, dynamic test, seismic receiver, dynamic coefficient

For citation: Apsemetov M.Ch., Zhumabaev R.A., Kurmanbek uulu N., Aidaraliev A.E. Diagnostics and improving the safety of the railway bridge on the Uchkurgan-Tashkomur railway line on PC 17 + 494. Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopastnost' sooruzhenii=Earthquake engineering. Constructions safety. 2020, no. 5, pp. 47-54 (In Russ.) doi [10.37153/2618-9283-2020-5-47-54](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2020-5-47-54)

Обследование и испытание железнодорожного моста на перегоне Учкурган – Ташкомур км 17+494 произведены специалистами Кыргызского государственного университета строительства, транспорта и архитектуры (КГУСТА) на основании договора № 93 от 01.10.16 г. с «Мостоотряд» ГП «НК «Кыргызтемиржолу».

Мост расположен над глубоким логом. Отверстие среднего пролета моста служит для пропуска воды в поливочный период с апрель – сентябрь, остальное время служит для пропуска автотранспорта. Мост обеспечивает работу железнодорожного транспорта. Мост однопутный, верхнее строение железнодорожного пути на мосту – на деревянных шпалах, с балластным слоем.

Цель обследования и испытания – оценка технического состояния мостовой конструкции, оценка ее соответствия требованиям нормативной документации и подготовка технического заключения с выводами и предложениями по дальнейшей эксплуатации моста и повышению его безопасности.

Для достижения поставленной цели были решены такие задачи, как:

- Изучение и анализ технической документации на сооружение, имеющейся в наличии на момент проведения обследования. Уточнение расчетно-конструктивной схемы мостовых конструкций, основных размеров конструктивных элементов;
- Обмерные работы - выявление действительных размеров конструкции моста;
- Осмотр видимых частей сооружения конструкций с выявлением дефектов;
- Определение статистических характеристик моста;
- Определение динамических характеристик сооружения;
- Составление технического заключения и выводов о состоянии строительных конструкций моста для разработки мероприятий по осмотру, текущему и капитальному ремонту и рекомендаций по дальнейшей эксплуатации моста.

Техническая экспертиза моста выполнялась в соответствии с требованиями пунктов СНиП 3.06.07-86 [1] и СНиП [2, 3].

Мост трехпролетный, железобетонные пролетные строения арочные, длина моста - 30,20 м.

Береговые пролеты длиной 9,30 м, железобетонный свод корытообразного сечения. Промежуточные пролетные строения длиной 11,540 м, железобетонный свод также корытообразного сечения.

Габарит моста - 4,0 м с двумя служебными проходами по 0,3 м.

Фундаменты опор монолитные на естественном основании. Тело опор монолитное, железобетонное.

Конструктивное описание моста. Пролетное строение моста - железобетонные своды. Схема железнодорожного моста 9,30+2·11,540+9,30. Опоры железобетонные, монолитные.

Фундаменты опор монолитные, железобетонные на естественном основании, промежуточных опор - также монолитные. Тело опор монолитное, железобетонное, армированное периодической арматурой Ст3.

Район, где располагается сооружение, относят к сейсмически опасному району: сейсмостойкость района составляет 9 баллов. По сейсмическим свойствам грунт II категории [4]. Данное сооружение введено в эксплуатацию в 1930 г. Высота металлических перильных ограждений составляет 1,04 м. Путь моста однопутный на балласте, ширина пути 4,0 метра, служебных проходов 0,3 м.

Пролетные строения. Пролетные строения моста состоят из сводов корытообразного сечения. На сводах пролетного строения наблюдаются выщелачивание и коррозия бетона, в связи с этим имеется оголение арматуры в отдельных местах. Локально обнаружены вертикальные и наклонные микротрещины. Нарушены гидроизоляционные слои пролетного строения, из-за которых происходит просачивание воды через своды. Наблюдается неорганизованный водоотвод с пролетного строения моста.

При проведении технической экспертизы для изучения дефектов применялся метод неразрушающего контроля. Молотком Кашкарова определялся класс бетона по прочности железобетонных арок береговых и промежуточных пролетных строений, который равен В20.

Микроскоп применялся для измерения ширины раскрытия трещины, которая составляет 0,15-0,4 мм.

Из-за разрушенной гидроизоляции и отсутствия вышеуказанного организованного водоотвода, под мостом локально наблюдаются выщелачивание и коррозия бетона.

Железнодорожный путь (балласт, деревянные шпалы), перильные ограждения, железобетонные плиты служебного прохода на момент обследования находились в неудовлетворительном состоянии. На пути водоотводные трубки - в плохом состоянии, заполнены грязью.

Опоры. Опоры интенсивно подвержены коррозии. Молотком Кашкарова определялся класс бетона опор, который равен В20. Состояние береговых опор и сводов неудовлетворительное.

На подошвах конуса насыпи в зоне сопряжения с береговыми опорами на поверхность земли выходят грунтовые воды, грунт переувлажнен, и в результате замечается сползание верха конуса насыпи из-за осадки габионного укрепления. К тому же, отверстие моста в летнее время служит для пропуска поливной воды, что тоже способствует осадочным деформациям конуса насыпи.

В опорах и пролетных строениях моста наблюдаются трещины, как вертикальные, так и наклонные. Этому поспособствовали переменное замерзание и оттаивание влаги, также под воздействием динамической нагрузки от подвижного состава.

Требуется полностью заменить балластный слой и гидроизоляцию на пролетном строении моста. Промежуточные опоры в удовлетворительном состоянии. Класс бетона по прочности В20.

Статическое испытание моста. Статическое испытание осуществлялось для измерения прогибов и масштаба раскрытия трещин в арках пролетного строения, для фиксации которых применяли нивелир и микроскоп соответственно. Для установления прогибов балок осуществлялось нивелирование балок моста до, во время и после снятия загрузки.

Учитывались 3 способа загрузки испытательной нагрузкой.

1. Загрузка локомотивом и 1 грузёным вагоном.
2. Загрузка локомотивом и 2 грузёными вагонами.

Арочный мост работает, в основном, на сжатие, изгибающие моменты не определены. В испытании определены осадки опор и сводов при загрузках.

Мост расположен на перегоне Учкурган – Ташкомур км 17+494. Общий вид моста и загрузка подвижным составом показаны на рисунке 1.

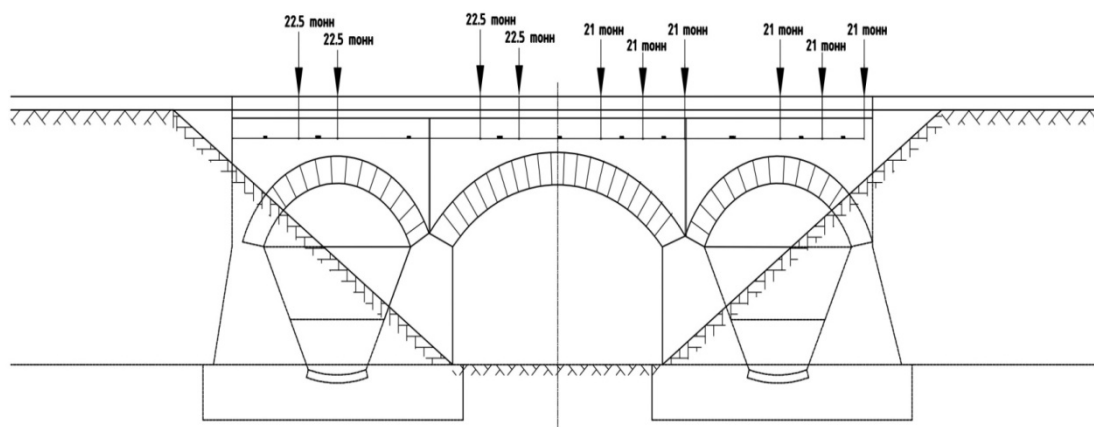


Рисунок 1 - Общий вид моста. Загрузка подвижным составом
 Figure 1-General view of the bridge. Rolling stock loading

В процессе загрузки определены вертикальные перемещения пролетного строения и опор. В таблице 1 представлены вертикальные перемещения от испытательных нагрузок, обработанные в результате измерения нивелиром.

Таблица 1. Вертикальные перемещения от испытательных нагрузок
 Table 1. Vertical movements from test loads

№ загрузки	Прогибы в середине пролетов f (мм)			Вертикальные перемещения опор (мм)		
	1 пролет	2 пролет	3 пролет	опора 1	опора 2	опора 3
1	0,2	1,0	2,1	0,1	0,9	1,0
2	2,1	3,0	3,8	1,8	1,5	0,7

Из таблицы заметно, что самое большое вертикальное смещение опор при первом нагружении составляет 0,10 - 1,0 мм. Это говорит о том, что фундаменты опор моста опираются на прочные грунты. После выполнения испытания была проведена нивелировка по оси сооружения. Остаточные смещения опор и прогибы балок фактически не наблюдались (превышение было 0,5-1 мм в пределах точности нивелира).

Динамические испытания моста. Целью динамических испытаний являлись:

- выявление величин динамических воздействий, создаваемых реальными подвижными нагрузками;
- определение основных динамических характеристик сооружения, в частности, частот и форм собственных колебаний, динамической жесткости сооружения, характеристик затуханий колебаний.

При динамических испытаниях были использованы следующие приборы:

- сейсмоприемник СМ-3 (динамический датчик);
- сейсмоприемник ОСП;
- сейсмоприемник СГ-10, СМВ-30S;
- шунтовая коробка с усилителем;
- компьютер [5].

Вышеуказанные приборы и датчики в комплексе осуществляют запись динамического колебания арочного пролетного строения моста, очагом колебания стал подвижной состав: локомотив и гружёные вагоны.

До начала регистрации колебаний арочного пролетного строения был проведен тест на идентичность каналов. Сейсмоприемники соединяются усилителем E14-440 AD/DA converter через кабель ШК-2 и запись производится на компьютере.

Сейсмодатчики зафиксированы на середине пролета. При движении подвижного состава с разной скоростью от 10 до 20 км/ч записывались колебания пролетного строения на середине каждого пролета.

По записям регистрации найдены динамические параметры пролетных строений арочного моста.

f_{0_1} – частота свободного колебания пролетного строения длиной 9,30 м; f_{0_2} – частота свободного колебания пролетного строения длиной 11,540 м; \hat{f} – частоты вынужденных колебаний пролетного строения от подвижного состава и динамический коэффициент пролетного строения.

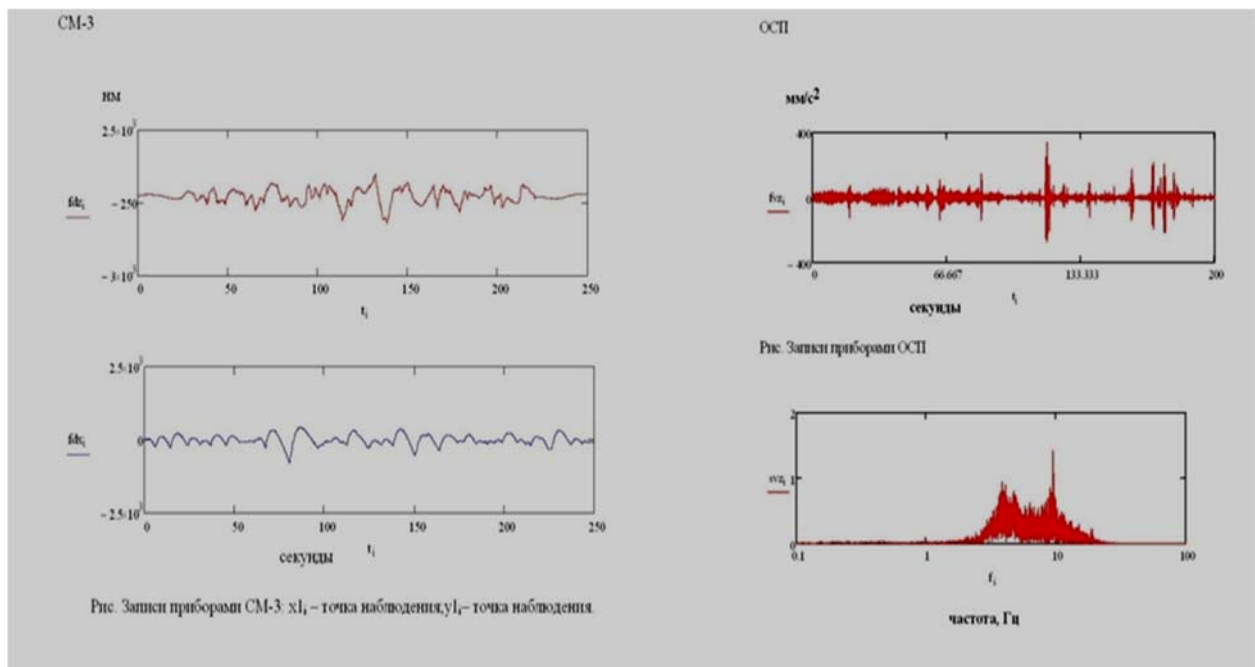


Рисунок 2 -Записи сейсмоприемников при динамических испытаниях
 Figure 2-Records of seismic receivers during dynamic tests

По этим записям были определены периоды свободного колебания или частоты и динамический коэффициент пролетных строений моста. Вышеуказанные динамические параметры моста используются при расчете сооружения на динамические нагрузки.

По результатам обработки записей динамического испытания видно, что вынужденные колебания пролетного строения от подвижного состава f колеблется от 0,93 до 20,32 Гц в зависимости от скорости движения подвижного состава. Собственная частота для пролета 9,30 $f_0 = 4,2$ Гц, а для пролета 11,540 $f_0 = 10,8$ Гц.

Динамический коэффициент по [2] для разрезных пролетов железнодорожного моста определяется по формуле

$$1 + \mu = 1 + \frac{10}{20 + l}, \text{ где } l - \text{длина пролета.}$$

Сравниваем с нормативными значениями $1 + \mu_1 = 1 + \frac{10}{20 + 9,30} = 1,34$, а по испытанию $1 + \mu_1 = 1,14$ меньше, чем по норме.

Для пролета 11,0; $1 + \mu_2 = 1 + \frac{10}{20 + 11,540} = 1,31$; а по испытаниям $1 + \mu_2 = 1,27$ - меньше, чем по норме. Отсюда следует, что согласно нормам, мост хорошо работает на динамические нагрузки.

Выводы и заключение

1. В крайних пролетах выявлены вертикальные и наклонные трещины.
2. На промежуточных опорах имеются частичные разрушения бетона в результате попадания воды в опоры через пролетное строение. Из-за морозных циклов эти разрушения увеличиваются.

3. Водоотвод на пролетных строениях и в опорах не обеспечивается из-за нарушения гидроизоляции пролетных строений и неорганизованности водоотвода поверхностных вод.
4. Система водоотводных труб моста находится в неудовлетворительном состоянии и не выполняет защитную функцию.
5. Наблюдаются признаки сползания верха конуса насыпи из-за осадок габионного укрепления.

Таким образом, устранение вышеуказанных замечаний продлит срок службы моста и повысит эксплуатационную безопасность сооружения.

Список литературы

1. СНиП 3.06.07-86. Мосты и трубы. Правила обследований и испытаний. М.1987.
2. СНиП 2.05.03-84*. Мосты и трубы. М.1985.
3. СНиП 2.03.01- 84*. Бетонные и железобетонные конструкции. М.1989.
4. СНиП КР 20-02:2018. Сейсмостойкое строительство. Нормы проектирования. Бишкек. 2018.
5. Апсеметов М.Ч., Курманбек уулу Н. и др. Испытание моста через реку Нарын на 318 км автодороги Бишкек - Ош для перевозки сверхнормативного груза // Вестник КГУСТА. 2015. №3(49). С. 28-34.

References

1. SNIP 3.06.07-86. Mosty i truby. Pravila obsledovani i ispytani. M.1987.
2. SNIP 2.05.03-84*. Mosty i truby. M.1985.
3. SNIP 2.03.01- 84*. Betonnye i zhelezobetonnye konstruksii. M.1989.
4. SNIP KR 20-02:2018. Seismostoikoe stroitel'stvo. Normy proektirovaniia. Bishkek. 2018.
5. Apsemetov M.Ch., Kurmanbek uulu N. i dr. Ispytanie mosta cherez reku Naryn na 318 km avtodorogi Bishkek - Osh dlia perevozki sverkhnormativnogo gruzha. Vestnik KGUSTA. 2015, no.3(49), pp. 28-34.

Информация об авторах/ Information about authors

Апсеметов Мухтар Чуканович, к.т.н., профессор кафедры «Автомобильные и железные дороги, мосты и тоннели» Кыргызского государственного университета строительства, транспорта и архитектуры (КГУСТА) имени Н. Исанова. Бишкек, Республика Кыргызстан muhtar.ap@mail.ru

Mukhtar Ch. Apsemetov, Candidate of Technical Sciences, Professor of the Department «Highways, bridges and tunnels» Kyrgyz State University of Construction, Transport and Architecture (KSUSTA) named after N. Isanov. Bishkek, Republic of Kyrgyzstan muhtar.ap@mail.ru

Жумабаев Рыскулбек Азимбекович, к.т.н., доцент кафедры «Автомобильные и железные дороги, мосты и тоннели» Кыргызского государственного университета строительства, транспорта и архитектуры (КГУСТА) имени Н. Исанова. Бишкек, Республика Кыргызстан

Ryskulbek A. Zhumabaev, associate professor of the Department «Highways, bridges and tunnels» Kyrgyz State University of Construction, Transport and Architecture (KSUCTA) named after N. Isanov. Bishkek, Republic of Kyrgyzstan

Курманбек уулу Нурлан, к.т.н., доцент кафедры «Автомобильные и железные дороги, мосты и тоннели» Кыргызского государственного университета строительства, транспорта и архитектуры (КГУСТА) имени Н. Исанова. Бишкек, Республика Кыргызстан Kurmanbekuulu@mail.ru

Kurmanbek uulu N., associate professor of the Department «Highways, bridges and tunnels» Kyrgyz State University of Construction, Transport and Architecture (KSUCTA) named after N. Isanov. Bishkek, Republic of Kyrgyzstan Kurmanbekuulu@mail.ru

Айдаралиев Алтынбек Евгеньевич, к.т.н., доцент кафедры «Автомобильные и железные дороги, мосты и тоннели» Кыргызского государственного университета строительства, транспорта и архитектуры (КГУСТА) имени Н. Исанова. Бишкек, Республика Кыргызстан aidalt@rambler.ru

Altynbek E. Aidaraliev, associate professor of the Department «Highways, bridges and tunnels» Kyrgyz State University of Construction, Transport and Architecture (KSUCTA) named after N. Isanov. Bishkek, Republic of Kyrgyzstan aidalt@rambler.ru

Поступила в редакцию / Received - 05.10.2020

Поступила после рецензирования и доработки / Revised - 19.10.2020

Принята к публикации / Accepted - 20.10.2020

Публикации прошлых лет

29 октября 2020 года исполнилось бы 69 лет Владимиру Иосифовичу Смирнову. В этом номере журнала редакционная коллегия, в состав которой В.И.Смирнов входил более 20 лет, хотела бы вспомнить русского ученого, внесшего значительный вклад в развитие сейсмостойкого строительства Российской Федерации, формирование базы нормативно-технических документов в области сейсмостойкого строительства, особенно в вопросах, связанных с применением систем сейсмоизоляции, ученого, чьи труды до сих пор не потеряли своей актуальности.

Предлагаем вашему вниманию статью В.И. Смирнова (написанную в соавторстве с А. А. Бубисом): «Обсуждение проекта Свода правил: «Здания сейсмостойкие и сейсмоизолированные. Правила проектирования», которая была опубликована в № 3-2014 журнала «Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений».

Обсуждение проекта Свода правил: «Здания сейсмостойкие и сейсмоизолированные. Правила проектирования»

В. И. Смирнов¹, А. А. Бубис¹

¹ЦИСС ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко ОАО НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация

Аннотация: В статье кратко приведены основные положения 1-й редакции проекта Свода правил «Здания сейсмостойкие и сейсмоизолированные. Правила проектирования». Свод правил представлен в Минстрой РФ. В результате его применения на добровольной основе обеспечивается соблюдение требований Федерального закона «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений».

Проект Свода правил подготовлен ЦИСС ЦНИИСК ОАО «НИЦ «Строительство» в соответствии с Техническим заданием на разработку документа. Проект СП разработан впервые и является новым документом.

Ключевые слова: сейсмоизоляция, демпфирование, сейсмоизолированное сооружение, эластомерные опоры, фрикционно-подвижные опоры

Publications of past years

Discussion of the draft national standard: "Anti-seismic and seismically isolated construction design code. Design rules"

Smirnov V.I.¹, Bubis A.A.¹

¹SBRC of TsNIISK named after V.A.Kucherenko JSC RCC, Moscow, Russian Federation

Abstract: The article briefly shows the main provisions of the 1st edition of the draft National standard: «Anti-Seismic and Seismically Isolated Construction Design Code. Design rules». National standard is presented in the Russian Federation Ministry of Construction. As a result of its using, on a voluntary basis, compliance with the Federal Law «Technical regulation on safety of buildings and structures» is provide. The draft National standard prepared EERC TsNIISK of «Open Joint Stock Company - Research Center of Construction» in accordance with the Technical

@ В.И. Смирнов, А.А. Бубис, 2020

task for the development of the document. The draft National standard was developed for the first time as a new document.

Keywords: seismic isolation, damping, seismic-isolated structure, elastomeric supports, friction-mobile supports

1. Введение

В начале 70-х годов в ЦНИИСКе под руководством Я. М. Айзенберга была начата широкая программа экспериментальных и теоретических исследований в области сейсмоизоляции [1]. Впервые массовое строительство зданий с системами сейсмоизоляции в виде выключающихся элементов и упоров – ограничителей перемещений было выполнено в конце 70-х годов при строительстве трассы БАМ. Целый город железнодорожников, всего 82 здания, был застроен сейсмоизолированными зданиями на базе крупнопанельной серии 122. Один из авторов статьи, будучи аспирантом ЦНИИСКа, принимал активное участие в исследованиях и внедрении этой системы сейсмоизоляции. Это был не только первый опыт сейсмоизоляции большого количества зданий на 9-балльной площадке, но также первый в мире опыт применения адаптивной системы сейсмозащиты в жилых домах (рис. 1).



Рисунок 1 - Сейсмоизолированные дома в г. Северобайкальске (1978-2014 гг.)

Разнообразные современные системы сейсмоизоляции, которые используются в России, были разработаны в ЦНИИСКе. До конца 90-х годов XX века Россия и страны бывшего СССР занимали первое место в мире по числу сейсмоизолированных зданий. Пионерными в мировой науке являются работы ЦНИИСК в области современной сейсмоизоляции. До настоящего времени Российская Федерация занимает второе место в мире по количеству построенных сооружений с системами сейсмоизоляции – более 600 объектов [2, 3].

В 2010 году приказом Министра Регионального развития РФ был утвержден Свод правил СП 14.13330.2011 «Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81*» [4]. Задачи, стоящие перед разработчиками по актуализации норм не позволили включить в полном объеме требования по проектированию новых эффективных методов сейсмозащиты, например, применение сейсмоизоляции и других методов регулирования сейсмической нагрузки.

До настоящего времени для проектирования высотных зданий как с традиционными антисейсмическими мероприятиями, так и с системами сейсмоизоляции в сейсмически опасных районах России отсутствуют нормы по проектированию. Следует отметить, что практически большинство зарубежных стран, подверженных сильным землетрясениям, имеют нормы по проектированию сейсмической изоляции и системам демпфирования (Армения, Германия, Италия, Иран, Китай, Новая Зеландия, США, Турция, Франция, Чили, Южная Корея, Япония и др.).

Одной из причин относительно медленного практического распространения сейсмоизоляции являлось отсутствие данных о фактическом поведении сейсмоизолированных сооружений при сильных землетрясениях.

В 1994 году произошло землетрясение в г. Нортридж, на юго-западе США, недалеко от г. Лос-Анджелес. В этом городе до землетрясения было построено несколько зданий на сейсмоизолирующих резинометаллических опорах. На этих зданиях были получены сейсмометрические записи во время землетрясения, на этажах зданий и на грунте. Поведение зданий и записи колебаний продемонстрировали эффективность сейсмоизоляции.

. Серьезные, относительно массовые, документированные и зарегистрированные сейсмоизмерительными приборами колебания сейсмоизолированных зданий, прилегающего грунта, а также сведения о психологической реакции жителей этих зданий, были получены после землетрясения 25 января 1995 года в г. Кобе, Япония. Эти данные проиллюстрировали существенное снижение сейсмических нагрузок в сейсмоизолированных зданиях по сравнению со зданиями без сейсмоизоляции.

Сопоставление полученных экспериментальных данных с теорией сейсмоизоляции имело важнейшее значение с точки зрения дальнейшего расширения практического применения сейсмоизоляции:

- 1) полученные результаты подтвердили высокую эффективность сейсмоизоляции, как весьма надежной и сравнительно недорогой системы сейсмозащиты сооружений;
- 2) прямые экспериментальные измерения вновь продемонстрировали, что применение сейсмоизоляции позволяет снизить горизонтальную сейсмическую нагрузку от 2 до 5 раз, в зависимости от сейсмологических условий и типа сооружения.

Подобное снижение расчетных нагрузок позволяет достичь весьма значительного экономического эффекта при высокой надежности. Например, в 7-бальных сейсмических районах, составляющих значительную часть всех сейсмоопасных районов, при использовании сейсмоизоляции могут применяться конструктивные решения вышележащих этажей в «несейсмическом исполнении» или при минимальном применении конструктивных антисейсмических мероприятий.

Возможно также увеличение числа этажей в зданиях, проектируемых для площадок сейсмичностью 7-9 баллов, по сравнению с числом этажей, ограничиваемых нормами [4]. Создаются новые возможности для организации открытых архитектурно-планировочных пространств в нижних этажах зданий;

- 3) сейсмоизоляция стала зрелой современной технологией сейсмозащиты сооружений и ее применение на практике постепенно расширяется.

Сейсмоизоляция – это современная технология сейсмической защиты, обеспечивающая снижение сейсмического воздействия на сооружения при землетрясении и доказавшая свою эффективность и экономическую конкурентоспособность по сравнению с обычными способами обеспечения сейсмостойкости различных сооружений.

В связи с экономической и социальной эффективностью инновационные системы сейсмозащиты уже нашли применение в практике строительства в сейсмических районах России. Например, при проектировании и строительстве объектов зимней Сочинской Олимпиады 2014 года, при реконструкции жилых и общественных зданий в городах: Александровск-Сахалинский, Грозный, Горно-Алтайск, Иркутск, Нерюнгри.

2. Техническое задание на разработку проекта Свода правил

В соответствии с Приказом от 11 июня 2013 года № 249 Министерства регионального развития Российской Федерации: «Об утверждении планов научно-исследовательских и опытно-конструкторских работ Министерства регионального развития Российской Федерации на 2013 год и плановый период 2014-2015 годов» в п. 1 утвержден План научно-исследовательских и опытно-конструкторских работ Министерства регионального

развития Российской Федерации на 2013 год согласно приложению № 1* к указанному приказу.

В Приложении № 2 Сводного плана научно-исследовательских и опытно-конструкторских работ Министерства регионального развития Российской Федерации на период до 2015 года под № 53 запланирована НИОКР – разработка Свода правил: «Здания сейсмостойкие и сейсмоизолированные. Нормы проектирования» в течение 2013-2014 гг.

Проект Свода правил «Здания сейсмоизолированные. Правила проектирования» подготовлен и представлен Центром исследований сейсмостойкости сооружений ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко ОАО «НИЦ «Строительство» в соответствии с Техническим заданием. Проект СП разработан впервые и является новым документом.

Целью работы является разработка проекта свода правил «Здания сейсмоизолированные. Правила проектирования», предназначенного для проектирования в сейсмических районах и устанавливающего требования по безопасности зданий и сооружений для жизни, имущества граждан и окружающей среды.

В Техническом задании на разработку проекта Свода правил были поставлены следующие задачи.

I. Анализ состояния нормативной базы в рассматриваемой области

Анализ должен включать:

- характеристику объекта нормирования; обоснование целесообразности разработки СП; сведения об учете приоритетных направлений разработки СП;
- сведения о связи документа с ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» и ФЗ «Об энергосбережении и о повышении энергетической эффективности и о внесении изменений в отдельные законодательные акты Российской Федерации», а также другими нормативными правовыми актами Российской Федерации;
- сведения об учете приказа Минрегиона России от 28 мая 2010 года № 262 «О требованиях энергетической эффективности зданий, строений, сооружений»;
- обоснование целесообразности учета европейских или международных стандартов;
- сведения о взаимосвязи с другими нормативными правовыми и нормативными документами;
- сведения об учете положений действующих сводов правил по проектированию и строительству (СП), а также других нормативных документов в области строительства [59];
- сведения о выявленных расхождениях с другими СП, а также с национальными стандартами;
- сведения о ссылках на другие нормативные документы и национальные стандарты;
- ожидаемую экономическую или социальную эффективность.

II. Разработка первой редакции проекта документа

С учетом результатов проведенного анализа Исполнитель готовит первую редакцию проекта документа.

III. Публичное обсуждение первой редакции СП

По завершении корректировки первой редакции по результатам научно-технической и терминологической экспертизы НОСТРОЙ Исполнитель направляет комплект документов по одному экземпляру Заказчику и в соответствующее структурное подразделение Минрегиона России для размещения его на сайте Росстандарта в сети Интернет.

По окончании публичного обсуждения (не менее двух месяцев) Исполнитель подготавливает уведомление о завершении (приложение № 2 постановления № 858 от 19.11.2008 г.) публичного обсуждения. Уведомление направляется Исполнителем в соответствующее структурное подразделение Минрегиона России.

Исполнитель учитывает замечания и предложения, высказанные при рассмотрении первой редакции проекта СП, и составляет сводку замечаний с обоснованием своих заключений.

IV. Разработка второй редакции проекта СП

Исполнитель разрабатывает вторую редакцию СП, откорректированную с учетом

замечаний и предложений всех заинтересованных организаций. При необходимости организует обсуждение.

Пояснительная записка к окончательной редакции проекта СП должна быть дополнена сведениями о результатах публичного обсуждения и учета замечаний (предложений) всех заинтересованных организаций.

V. Передача проекта СП на экспертизу и подготовку к утверждению

Заказчик после получения и принятия от Исполнителя комплекта документов направляет один экземпляр в структурное подразделение Минрегиона России для организации экспертизы по договору с ФАУ «ФЦС» и подготовки СП к утверждению.

3. I этап работы

На 1-м этапе работы была подготовлена Справка (отчет), которая включала: «Анализ состояния нормативной базы в рассматриваемой области».

В отчете была приведена характеристика объекта нормирования, которая заключается в следующем. Свод правил предназначен для проектирования зданий и сооружений многопрофильного назначения с сейсмоизолирующей системой в виде различных устройств.

3.1 Целесообразность разработки СП заключается в следующем. Во введенном в действие СП 14.13330.2011 «Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81*» включены общие положения по проектированию систем сейсмоизоляции. При актуализации норм не ставилась задача разработки положений по детальному проектированию, расчету и конструированию разнообразных систем сейсмоизоляции и демпфирования.

За рубежом широко начали применять различные системы сейсмоизоляции и демпфирования в зданиях и сооружениях, строящихся в сейсмических районах. В соответствии с этим, в ряде стран разработаны и введены в действие нормы по проектированию систем сейсмоизоляции. Однако использовать в нашей стране нормы США, Еврокод 8, нормы Италии, Японии, Китая невозможно, т. к. зарубежные нормы учитывают национальные особенности и собственное производство изоляторов [10-12].

Следовательно, чтобы учесть особенности проектирования и строительства в сейсмических районах России, необходимо было разработать давно уже назревшие нормы по проектированию зданий и сооружений с системой сейсмоизоляции.

3.2 Сведения о приоритетных направлениях разработки СП. В России в сейсмических районах применяются следующие системы сейсмоизоляции зданий:

- с выключающимися и включающимися связями и ограничителями колебаний;
- на кинематических фундаментах;
- со скользящими поясами;
- системы с динамическими гасителями колебаний;
- на «качающихся стойках» с плоскими торцами сверху и снизу;
- с «гибкими» металлическими колоннами в нижних этажах.

Для перечисленных выше систем сейсмоизоляции в 80-90-х годах прошлого века были разработаны пособия и рекомендации, которые устарели серьезным образом для применения в современных условиях.

Приоритетным направлением разработки СП является разработка новых, современных норм по проектированию инновационных сейсмоизолированных систем в виде резинометаллических опор, скользящих опор и других систем сейсмозащиты, уже применяемых при строительстве зданий и сооружений в сейсмических районах России.

3.3 Учет зарубежных норм. В отчете было выполнено обоснование целесообразности учета зарубежных исследований в области нормирования, в частности, положений Еврокода 8, американских международных норм ИВС-2012, Японских, Китайских, Итальянских норм, имеющих национальные нормы по сейсмоизоляции.

3.4 Сведения о взаимосвязи с другими нормативными правовыми и нормативными документами. Кроме учтенных законодательных и нормативных актов, разрабатываемый СП имеет прямую связь с действующими нормативными документами: СП «Строительство в сейсмических районах», СП «Общественные здания и сооружения», СП по железобетонным, металлическим и каменным конструкциям и т. д.

3.5 Ожидаемая экономическая или социальная эффективность. Впервые разработан Свод правил по проектированию новых эффективных методов сейсмозащиты сооружений. В обычном сооружении энергия, выделяемая землетрясением, поглощается несущими элементами, и при сильных землетрясениях происходит их частичное или полное разрушение. Восстановление поврежденных и разрушенных конструкций после землетрясения является, как правило, длительным и дорогостоящим процессом, кроме того, требующим эвакуации людей из сооружения и наличия дополнительных помещений для их размещения.

Эффективные устройства систем сейсмоизоляции – различные типы опор и демпфирования, имеющиеся в распоряжении инженеров, позволяют регулировать сейсмическую реакцию сооружения и гарантировать требуемую степень защиты. Надежность самих систем сейсмоизоляции проверена комплексными испытаниями, многолетней эксплуатацией в сооружениях и реальными землетрясениями.

4. II этап работы.

Проект первой редакции документа

4.1. В своде правил разработаны требования только на апробированные системы сейсмоизоляции, получившие признание в мировой практике сейсмостойкого строительства и перенесшие реальные землетрясения.

При подготовке 1-й редакции проекта свода правил были использованы материалы зарубежных норм в области проектирования зданий с системами сейсмоизоляции: Европейские нормы – Еврокод 8, Американские нормы – IBC-2012, Японские нормы, Китайские нормы, Итальянские нормы, Казахские нормы.

4.2. Область применения. Настоящий Свод правил разработан в развитие положений СП 14.13330. В СП принят термин «сооружение», т. к. здание является одним из видов сооружения.

СП распространяется на проектирование новых, реконструкцию и усиление существующих зданий и сооружений с системами сейсмоизоляции в районах с сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов на грунтах категории I, II, III по сейсмическим свойствам. Строительство новых сейсмоизолированных зданий и применение сейсмоизоляции для увеличения сейсмостойкости существующих зданий на грунтах категории IV запрещено.

На площадках, сейсмичность которых превышает 9 баллов, возводить здания и сооружения с системами сейсмоизоляции, как правило, не допускается.

Требования распространяются на проектирование зданий и сооружений с пассивными системами сейсмоизоляции (далее – системы сейсмоизоляции), предназначенными для снижения реакции конструктивных систем при сейсмических воздействиях. Рассматриваются только здания и сооружения с полной сейсмоизоляцией сооружения.

Важнейшим требованием является условие не распространения требований на здания с системами сейсмоизоляции, которые распределены по нескольким этажам или уровням конструктивной системы, а также на здания, расположенные:

- а) в зонах возможного проявления тектонических разломов на дневной поверхности;
- б) на площадках, для которых расчетные ускорения, определенные при коэффициенте надежности по ответственности здания $Y_n = 1,0$ и с учетом грунтовых условий площадки, превышают $0,6g$;
- в) на площадках с грунтовыми отложениями, способными к разжижению.

4.3. Сейсмоизолирующие элементы

Способность сейсмоизолирующих систем снижать и ограничивать реакцию сооружений на сейсмические воздействия зависит от свойств сейсмоизолирующих элементов, образующих эти системы.

Наиболее широкое распространение в мировой практике сейсмостойкого строительства получили системы сейсмоизоляции, образованные сейсмоизолирующими элементами в виде:

- а) эластомерных опор;
- б) эластомерных опор со свинцовыми сердечниками;
- в) опор фрикционно-подвижного типа с плоскими горизонтальными поверхностями скольжения;
- г) опор фрикционно-подвижного типа со сферическими поверхностями скольжения;
- д) кинематических систем с качающимися опорами (как правило, из железобетона).

В Приложении А СП приведены типы сейсмоизолирующих опор.

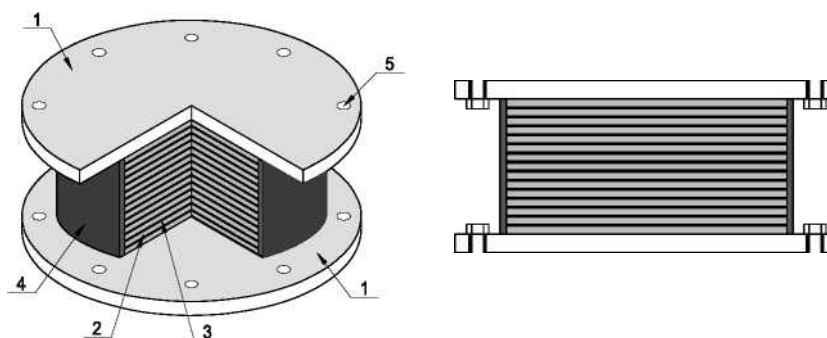
4.3.1. Эластомерные опоры

Эластомерные опоры, применяемые для защиты сооружений от сейсмических воздействий, представляют собой слоистые конструкции из поочередно уложенных друг на друга листов натуральной или искусственной резины толщиной 5-20 мм и листов металла толщиной 1,5-5,0 мм. Сверху и снизу устанавливают фланцевые пластины толщиной 20-40 мм. Листы резины и металла соединены между собой путем вулканизации или с помощью специальных связующих материалов. По торцам эластомерных опор предусмотрены опорные стальные пластины, через которые опоры крепятся к конструкциям субструктуры и суперструктуры.

Общий вид одного из возможных вариантов конструктивных решений эластомерных опор (обычно их называют резинометаллическими) показан на рис. 2.

Рисунок 2 - Эластомерная сейсмоизолирующая опора

1 - опорные пластины, закрепляемые к субструктуре и суперструктуре; 2 - внутренние листы резины;



3 - внутренние стальные пластины; 4 - резиновая оболочка, защищающая внутренние слои резины и металла;

5 - отверстия под анкерные болты, необходимые для закрепления опоры к субструктуре и суперструктуре.

Физико-механические свойства резины и металла, а также толщины и размеры в плане листов, выполненных из этих материалов, принимаются в зависимости от требований, предъявляемых к эластомерным опорам в части: диссипативных свойств, прочности, вертикальной и горизонтальной жесткости, долговечности и ряда других эксплуатационных показателей.

Стальные листы в эластомерных опорах препятствуют выпучиванию резиновых листов при действии вертикальных нагрузок и обеспечивают вертикальную жесткость и прочность опор. Резиновые листы, обладающие низкой сдвиговой жесткостью, обеспечивают

горизонтальную податливость эластомерных опор.

Эластомерные опоры, благодаря их низкой сдвиговой жесткости, изменяют частотный спектр собственных горизонтальных колебаний суперструктуры, а восстанавливающие силы, возникающие при деформациях опор, стремятся вернуть суперструктуру в исходное положение.

Эластомерные опоры могут воспринимать усилия сжатия, растяжения, сдвига и кручения при циклических перемещениях в горизонтальном и вертикальном направлениях.

При расчетных нагрузках от собственного веса суперструктуры вертикальные деформации эластомерных опор, как правило, не превышают нескольких миллиметров. При горизонтальных нагрузках опоры могут деформироваться на несколько сот миллиметров (рис. 3).

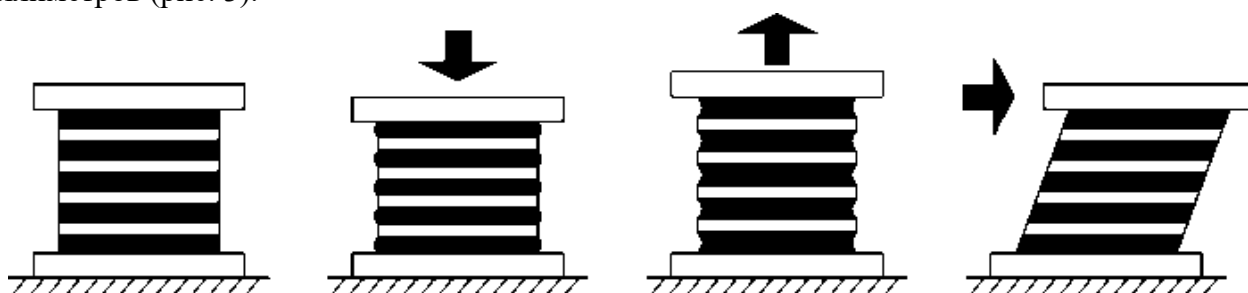


Рисунок 3 — Деформации эластомерных опор при вертикальных и горизонтальных нагрузках

Эластомерные опоры, в зависимости от своих диссипативных свойств, подразделяются на два вида:

- опоры с низкой способностью к диссипации энергии;
- опоры с высокой способностью к диссипации энергии.

Эластомерными опорами с низкой способностью к диссипации энергии являются опоры, диссипативные свойства которых характеризуются коэффициентом вязкого демпфирования ξ , значения которого не превышают 5% от критического значения.

Производят эластомерные опоры с низкой способностью к диссипации энергии из пластин натуральной или искусственной резины, изготовленной по технологиям, не предусматривающим повышения ее демпфирующих свойств.

Значения коэффициента ξ , характеризующего диссипативные свойства эластомерных опор с низкой способностью к диссипации энергии, зависят от сил внутреннего трения, возникающих в деформирующихся опорах и, как правило, составляют 2-3%.

Эластомерные опоры с низкой способностью к диссипации энергии просты в изготовлении, малочувствительны к скоростям и истории нагружения, а также к температуре и старению. Для них типично линейное поведение при деформациях сдвига – до 100% и более.

Эластомерные опоры с низкой способностью к диссипации энергии применяют, как правило, совместно со специальными демпферами вязкого или гистерезисного типа (рис. 4), позволяющими компенсировать низкую способность эластомерных опор к диссипации энергии сейсмических колебаний.

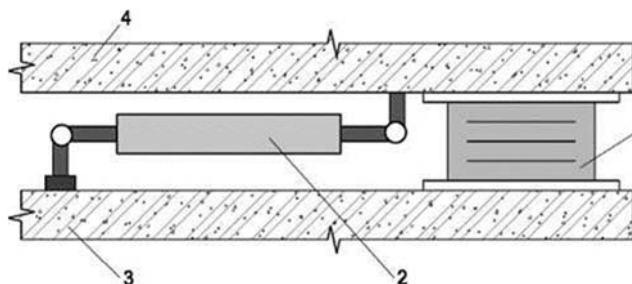


Рисунок 4 - Фрагмент сейсмоизолирующей системы, состоящей из эластомерной опоры с низкой способностью к диссипации энергии и демпфера

1 - эластомерная сейсмоизолирующая опора; 2 - демпфер; 3 - субструктура; 4 - суперструктура.

Эластомерными опорами с высокой способностью к диссипации энергии являются опоры, диссипативные свойства которых характеризуются коэффициентом вязкого демпфирования со значениями не менее 10% и не более 20%.

Примечание. Диссипативные свойства таких опор зависят в основном от гистерезисных процессов в резине (затрат энергии на ее пластические и нелинейно-упругие деформации) и, как правило, характеризуются значениями в пределах 10-20%.

Эластомерные опоры с высокой способностью к диссипации энергии состоят из пластин резины, изготовленной по специальным технологиям, обеспечивающим повышение ее демпфирующих свойств до требуемого уровня.

Эластомерные опоры с высокой способностью к диссипации энергии обладают способностью к горизонтальным сдвиговым деформациям до 200-350%. Их эксплуатационные, жесткостные, диссипативные характеристики зависят от скоростей и истории нагружения, температуры окружающей среды и старения.

Для эластомерных опор с высокой способностью к диссипации энергии типично нелинейное поведение.

4.3.2. Эластомерные опоры со свинцовыми сердечниками

Эластомерные опоры со свинцовыми сердечниками, как правило, изготавливают из пластин резины, обладающей низкими диссипативными свойствами. Свинцовый сердечник располагается в заранее сформированных отверстиях в центре или по периметру опоры и имеет суммарный диаметр от 15 до 33% от внешнего диаметра опоры.

Общий вид одного из возможных вариантов конструктивных решений эластомерных опор со свинцовыми сердечниками показан на рис. 5.

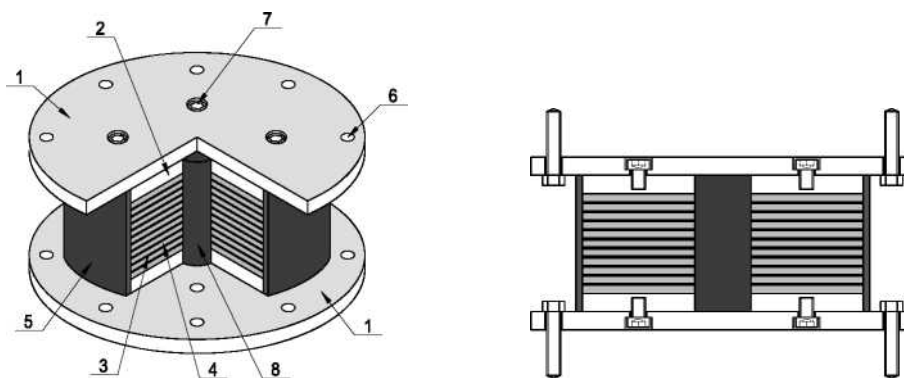


Рисунок 5 - Эластомерная опора со свинцовым сердечником

1 — опорные пластины, закрепляемые к субструктуре и суперструктуре; 2 — фланцевые стальные пластины; 3 — внутренние стальные пластины; 4 — внутренние пластины резины; 5 — резиновая оболочка, защищающая внутренние слои резины и металла; 6 — отверстия под анкерные болты, необходимые для закрепления опоры к субструктуре и суперструктуре; 7 — отверстия под шпонки; 8 — свинцовый сердечник.

Благодаря комбинации резиновых и металлических слоев в опоре со свинцовыми сердечниками, обеспечивающими гистерезисную диссипацию энергии при горизонтальных деформациях, они обладают:

высокой вертикальной жесткостью при эксплуатационных нагрузках;

высокой горизонтальной жесткостью при действии горизонтальных нагрузок низкого уровня;

низкой горизонтальной жесткостью при действии горизонтальных нагрузок высокого уровня;

высокой способностью к диссипации энергии.

Диссипативные свойства эластомерных опор со свинцовыми сердечниками зависят от величин их горизонтальных сдвиговых деформаций и характеризуются коэффициентом эффективного вязкого демпфирования в пределах от 15 до 35%.

Эластомерные опоры со свинцовыми сердечниками способны иметь горизонтальные сдвиговые деформации величиной до 400%. При этом их параметры менее чувствительны к величинам вертикальных нагрузок, скоростям и истории нагружения, температуре окружающей среды и старению, чем параметры опор в 4.3.1.

При низких уровнях горизонтальных воздействий (например, при ветровых или слабых сейсмических воздействиях) эластомерные опоры со свинцовыми сердечниками работают в горизонтальном и вертикальном направлениях как жесткие элементы, а при высоких уровнях горизонтальных воздействий — как элементы, податливые в горизонтальных направлениях, и жесткие — в вертикальном.

Перечисленные выше свойства делают эластомерные опоры со свинцовыми сердечниками наиболее часто применяемым типом сейсмоизолирующих элементов в зонах с высокой сейсмичностью.

4.3.3 Опоры фрикционно-подвижного типа с плоскими горизонтальными поверхностями скольжения

Сейсмоизолирующие опоры фрикционно-подвижного типа с плоскими горизонтальными поверхностями скольжения (или плоские скользящие опоры) выполняются в виде верхних и нижних жестких элементов, примыкающие горизонтальные поверхности которых имеют покрытия из слоя синтетического материала с низким значением коэффициента трения скольжения (например, фторопласта или

металлофторопласта в паре с нержавеющей сталью).

Общий вид двух вариантов конструктивных решений плоских скользящих опор показан на рис. 6.

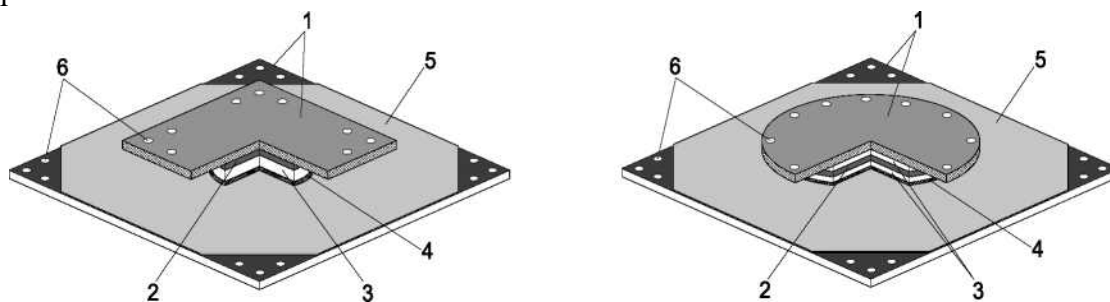


Рисунок 6 - Плоские скользящие опоры

1 — опорные стальные пластины, закрепляемые к субструктуре и суперструктуре; 2 — пластины резины; 3 — внутренние стальные пластины; 4 — покрытие (например, из фторопласта) нижней части скользящей опоры; 5 — стальная пластина (например, из нержавеющей стали), по которой происходит скольжение; 6 - отверстия под анкерные болты, необходимые для закрепления опоры к субструктуре и суперструктуре.

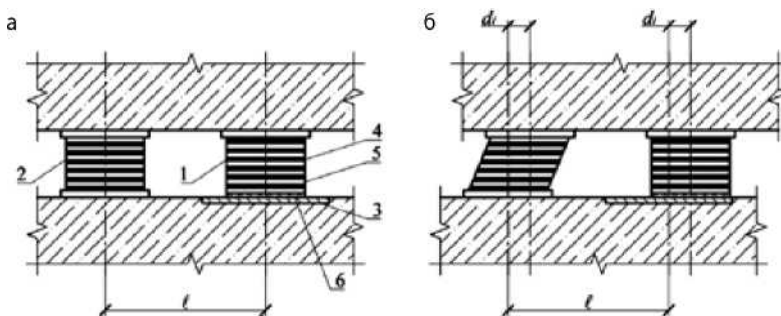
Плоские скользящие опоры имеют довольно низкий порог срабатывания и обеспечивают намного большее рассеивание энергии, чем эластомерные опоры со свинцовым сердечником ($\xi = 63,7\%$). Однако, из-за отсутствия в опорах восстанавливающих сил, при интенсивных сейсмических воздействиях суперструктура может иметь допускаемые односторонние перемещения в пределах нижней опорной пластины после прекращения действия сейсмических нагрузок. Эти перемещения не влияют на напряженно деформированное состояние суперструктуры и субструктуры.

Для ограничения чрезмерных односторонних горизонтальных перемещений суперструктуры относительно субструктуры в сейсмоизолирующую систему, образованную плоскими скользящими опорами, как правило, вводятся дополнительные упругие элементы-ограничители (амортизаторы).

В качестве альтернативных вариантов, обеспечивающих ограничение чрезмерных односторонних горизонтальных перемещений суперструктуры относительно субструктуры, рекомендуется:

- предусматривать в скользящих поясах конструктивные элементы, обеспечивающие возможность использования соответствующего силового оборудования, возвращающего плоские опоры скольжения в исходное положение после прекращения сейсмического воздействия;
- в состав «скользящих поясов» включать дополнительные сейсмоизолирующие элементы, способные ограничивать величины перемещений и возвращать плоские опоры скольжения в исходное положение (рис. 7).

Рисунок 7 — Фрагмент сейсмоизолирующей системы, образованной плоскими



скользящими опорами и эластомерными опорами

1 - плоская скользящая опора; 2 - эластомерная опора; 3 - нижняя стальная пластина (например, из нержавеющей стали), по которой происходит скольжение; 4 - пластины из резины; 5 - стальные пластины; 6 - слой из фторопласта.

4.3.4 Фрикционно-подвижные опоры со сферическими поверхностями скольжения

Сейсмоизолирующие фрикционно-подвижные опоры со сферическими поверхностями скольжения (или маятниковые скользящие опоры) – это скользящие опоры, в которых контактные поверхности скольжения имеют сферическую форму.

Примечания. 1. Сейсмоизолирующие фрикционно-подвижные опоры со сферическими поверхностями скольжения называют маятниковыми скользящими опорами, так как расположенная на них суперструктура совершает при сейсмических воздействиях колебания, подобные движениям маятника при наличии трения (рис. 8-9). 2. Маятниковые опоры, в которых энергия диссипируется за счет сил трения качения (шаровые и катковые опоры, кинематические фундаменты и подобные им сейсмоизолирующие элементы с низкой способностью к диссипации энергии), в настоящем СП не рассматриваются.

Конструктивные решения всех видов маятниковых скользящих опор предусматривают наличие:

- одной или нескольких вогнутых сферических поверхностей скольжения;
- одного или нескольких ползунов;
- ограждающих бортиков, ограничивающих горизонтальные перемещения ползунов.

Элементы маятниковых скользящих опор изготавливаются, как правило, из нержавеющей стали, а их сферические поверхности имеют покрытия из материалов, обладающих заданными фрикционными свойствами.

Маятниковые скользящие опоры, в зависимости от особенностей конструктивных решений, подразделяются на опоры:

- с одной сферической поверхностью скольжения (одномаятниковые скользящие опоры);
- с двумя сферическими поверхностями скольжения (двухмаятниковые скользящие опоры);
- с четырьмя сферическими поверхностями скольжения (трехмаятниковые скользящие опоры).

В маятниковых опорах всех типов:

- формы ползунов и плит обеспечивают однородное распределение напряжений в местах их примыкания и исключают возможность возникновения неблагоприятных локальных эффектов;
- при перемещениях ползунов по сферическим поверхностям суперструктура приподнимается, и составляющая гравитационной силы, параллельная горизонтальной поверхности, стремится вернуть ее в положение устойчивого равновесия;
- диссипативные свойства взаимосвязаны с фрикционными свойствами материалов,

контактирующих на сопрягаемых сферических поверхностях плит и ползунов; наиболее часто они характеризуются коэффициентом эффективного вязкого демпфирования ξ со значениями в пределах от 10 до 30%.

Спектр собственных колебаний суперструктур, сейсмоизолированных с помощью маятниковых опор всех типов, практически не зависит от массы суперструктур.

Одномаятниковая скользящая опора состоит из двух горизонтальных плит, одна из которых имеет сферическую вогнутую поверхность, и расположенного между плитами сферического шарнирного ползуна.

Общий вид и схема поведения одномаятниковой скользящей опоры показаны на рис. 8, а принцип действия – на рис. 9.

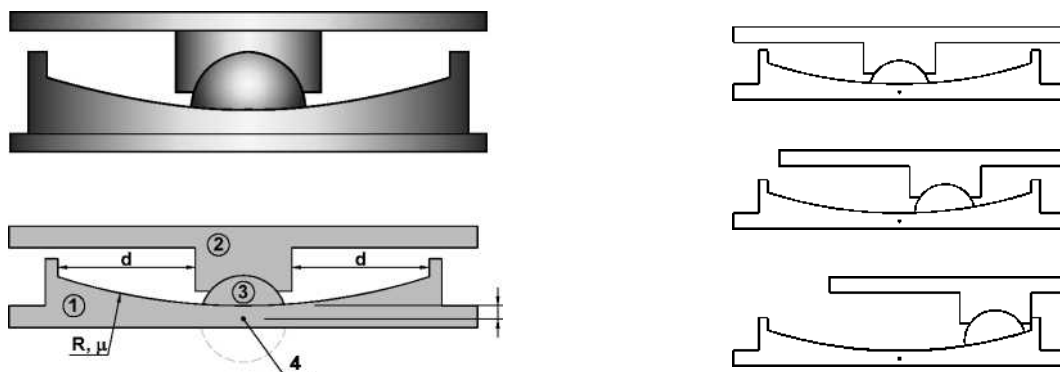


Рисунок 8 - Общий вид и схема поведения одномаятниковой опоры

1 - нижняя стальная плита со сферической вогнутой поверхностью, по которой происходит скольжение; 2 - верхняя стальная плита; 3 - сферический шарнирный ползун; 4 - точка поворота.

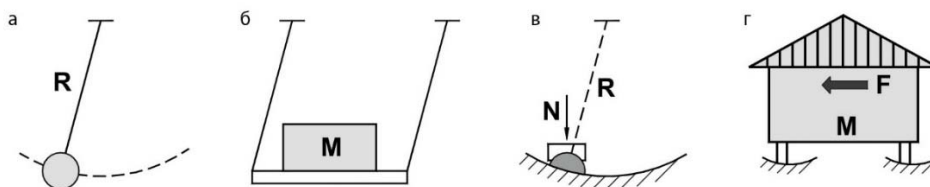


Рисунок 9 - Принцип действия одномаятниковой опоры

а — колебания гравитационного маятника с одной точкой подвеса; б — колебания гравитационного маятника с двумя точками подвеса; в — маятниковые колебания при скольжении сферического ползуна по сферической поверхности; г — сооружение на маятниковых опорах.

Особенности поведения и сейсмоизолирующие свойства одномаятниковой скользящей опоры зависят от радиуса кривизны сферической поверхности R и величины коэффициента трения скольжения μ ползуна по сферической поверхности.

Примечание. Спектр собственных колебаний суперструктуры, сейсмоизолированной с помощью одномаятниковых скользящих опор, зависит преимущественно от выбранного радиуса кривизны сферической поверхности в опорной плите сейсмоизолирующей опоры и не зависит от интенсивности внешнего воздействия, а также амплитуд колебаний суперструктуры.

Современные сейсмоизолирующие системы с одномаятниковыми скользящими опорами способны обеспечивать:

- периоды колебаний суперструктур до 3 с и более;
- взаимные перемещения субструктур и суперструктур до 1 м и более.

Двухмаятниковая скользящая опора состоит из двух горизонтальных плит, имеющих сферические вогнутые поверхности, и расположенных между ними двух ползунов.

Общий вид и схема поведения двухмаятниковой скользящей опоры показаны на рис.10

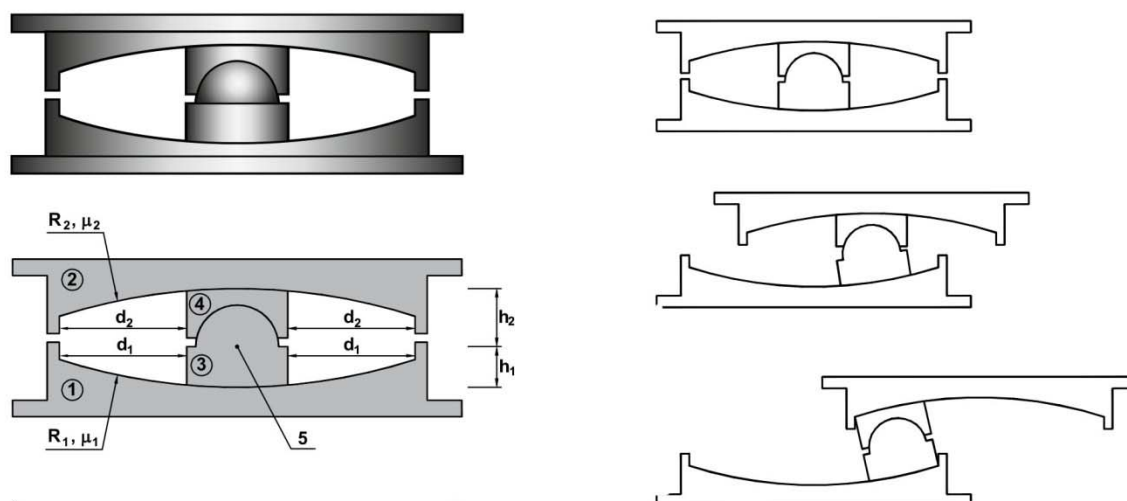


Рисунок 10 - Общий вид и схема поведения двухмаятниковой опоры

1 - нижняя стальная плита со сферической вогнутой поверхностью; 2 - верхняя стальная плита со сферической вогнутой поверхностью; 3 - верхний ползун со сферической вогнутой поверхностью; 4 - нижний ползун со сферической выпуклой поверхностью; 5 - точка поворота.

Особенности поведения двухмаятниковой скользящей опоры зависят от радиусов кривизны верхних и нижних сферических поверхностей R_1 и R_2 , а также величин коэффициентов трения скольжения μ_1 и μ_2 ползунов по сферическим поверхностям.

В двухмаятниковых скользящих опорах радиусы сферических вогнутых поверхностей и коэффициенты трения могут быть одинаковыми или разными.

Важное достоинство двухмаятниковых скользящих опор – это их более компактные размеры, чем у одномаятниковых.

Примечание. В двухмаятниковых скользящих опорах реализован механизм двух маятников, последовательно включающихся в работу в зависимости от спектрального состава и интенсивности сейсмических воздействий.

В двухмаятниковых скользящих опорах движения шарнирных ползунов могут происходить по верхним и по нижним сферическим поверхностям (рис. 10). Благодаря этому, взаимные смещения двухмаятниковых скользящих опор могут быть в два раза больше, чем у одномаятниковых скользящих опор с теми же габаритными размерами.

Возможность использования в двухмаятниковых скользящих опорах верхних и нижних сферических поверхностей с разными радиусами кривизны и коэффициентами трения позволяет увеличить сейсмоизолирующие свойства этих опор.

Трехмаятниковая скользящая опора состоит из двух плит (верхней и нижней) со сферическими вогнутыми поверхностями и трех ползунов (верхнего, нижнего и внутреннего) со сферическими поверхностями. Общий вид и схема поведения трехмаятниковой скользящей опоры показаны на рис. 11.

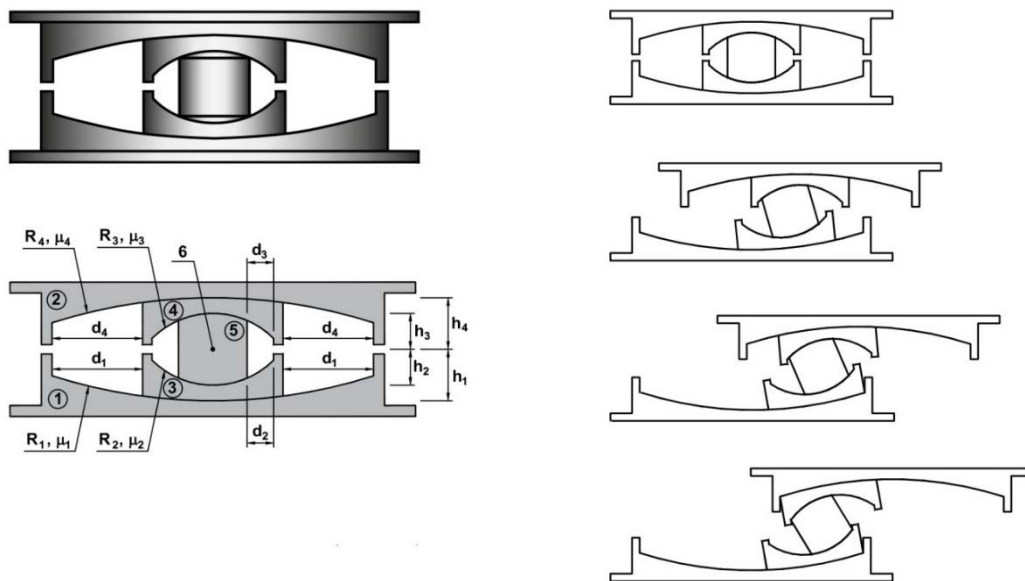


Рисунок 11 - Общий вид и схема поведения трехмаятниковой опоры

1 - нижняя стальная плита со сферической вогнутой поверхностью; 2 - верхняя стальная плита со сферической вогнутой поверхностью; 3 - нижний ползун со сферической вогнутой поверхностью; 4 - верхний ползун со сферической вогнутой поверхностью; 5 - внутренний шарнирный ползун; 6 - точка поворота.

Особенности поведения трехмаятниковой скользящей опоры зависят от радиусов кривизны верхних и нижних сферических поверхностей R_1 , R_2 , R_3 и R_4 , а также величин коэффициентов трения скольжения μ_1 , μ_2 , μ_3 и μ_4 ползунов по сферическим поверхностям.

В трехмаятниковых скользящих опорах, как и в двухмаятниковых, радиусы сферических вогнутых поверхностей и коэффициенты трения могут быть одинаковыми или разными.

Примечание. В трехмаятниковой скользящей опоре реализован механизм трех маятников, последовательно включающихся в работу в зависимости от спектрального состава и интенсивности сейсмических воздействий. По мере увеличения перемещений трехмаятниковых опор будут увеличиваться эффективная длина маятника (увеличиваться период колебаний суперструктуры) и повышаться эффективное демпфирование.

Комбинируя значения радиусов кривизны сферических поверхностей и коэффициентов трения скольжения, можно запроектировать трехмаятниковые скользящие опоры, способные эффективно снижать сейсмические нагрузки на суперструктуру при землетрясениях с очень высокой интенсивностью и со сложным спектральным составом.

Верификация ожидаемого сейсмического поведения представленных систем с помощью экспериментальных и аналитических исследований приведет к более уверенному обеспечению их сейсмической надежности.

4.4 В основных положениях сформулированы общие требования к сооружениям с системами сейсмоизоляции. В частности, надлежит обеспечить:

- восприятие вертикальных нагрузок при повышенной горизонтальной податливости и высокой вертикальной жесткости;
- непрерывность конструктивной системы по высоте; вязкое и/или гистерезисное затухание энергии; увеличение сил сопротивления с ростом перемещений;
- ограничение горизонтальных перемещений, возникающих в процессе эксплуатации

при несейсмических горизонтальных нагрузках (например, ветровых);

- ограничение взаимных горизонтальных перемещений суперструктуры и субструктуры при сейсмических горизонтальных воздействиях;
- возвращение сейсмоизолированной части здания в исходное положение устойчивого равновесия после прекращения действия сейсмических сил;
- удобство монтажа и возможность центрирования; стабильность свойств при повторных циклических нагружениях.

4.5 Впервые введены требования по проектированию сооружений с достаточной степенью надежности:

а) **требование отсутствия обрушения** с рекомендуемой вероятностью возможного превышения 5%, (95% вероятности не превышения) в течение 50 лет указанных на картах ОСР значений сейсмической интенсивности, которому соответствует значение среднего интервала времени между землетрясениями расчетной интенсивности 1000 лет;

б) **требование ограничения ущерба** с рекомендуемой вероятностью возможного превышения 10%, (90% вероятности не превышения) в течение 50 лет указанных на картах ОСР значений сейсмической интенсивности, которому соответствует значение среднего интервала времени между землетрясениями расчетной интенсивности 500 лет.

4.6 В разработанный СП включены:

- общие положения для сейсмоизолирующих устройств; положения по контролю превышения расчетных перемещений и неравномерных сейсмических колебаний грунта;
- критерии соответствия по абсолютному предельному состоянию и предельному состоянию по ограничению ущерба;
- положения со специальными требованиями: с общими положениями к проектированию систем сейсмоизоляции, к фундаментам, к критериям конструктивной регулярности, к критериям регулярности сооружений в плане, к критериям регулярности по высоте.

4.7 В девятом разделе приведены требования к сейсмическим воздействиям для расчета сейсмоизолированных сооружений.

Сейсмическое воздействие следует использовать в виде: расчетного спектра максимальных сейсмических ускорений, упругого спектра отклика максимальных горизонтальных и вертикальных ускорений, записей колебаний во времени – как искусственных акселерограмм, записанных или синтезированных акселерограмм, пространственных моделей сейсмических воздействий.

4.8 В десятом разделе разработаны требования к характеристикам различных систем сейсмоизоляции.

Моделирование систем сейсмоизоляции. Идеализированные зависимости «нагрузка-перемещение», используемые для описания поведения систем сейсмоизоляции при сейсмических воздействиях, представлены в табл. 1 (Приложение Б СП).

4.9. В одиннадцатом разделе предложены современные методы по проведению расчета сооружения на сейсмические воздействия:

- эквивалентным линейным анализом;
- упрощенным линейным анализом;
- модальным упрощенным линейным анализом;
- модальным расчетом с использованием спектра отклика;
- по записям колебаний грунта во времени.

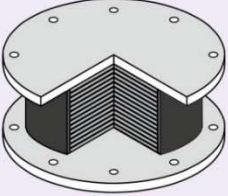
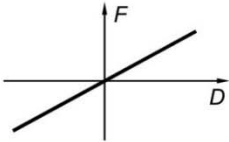
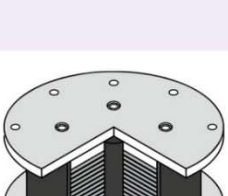
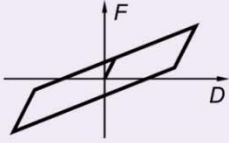
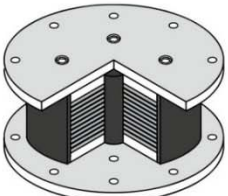
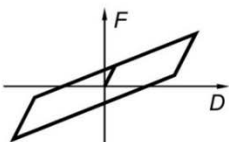
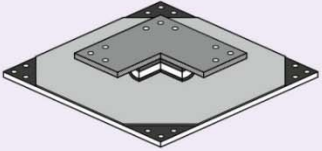
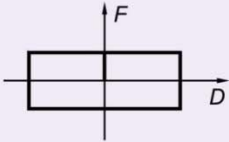
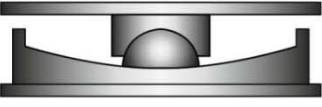
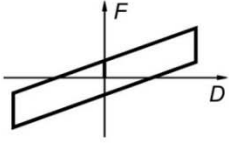
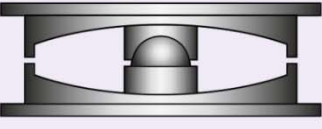
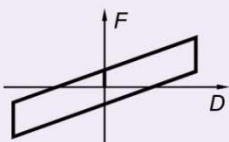

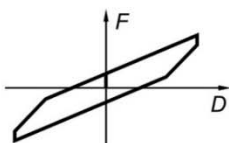
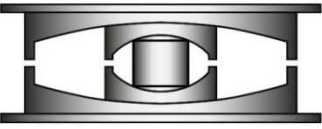
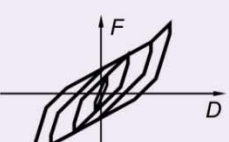
5. После сдачи проекта первой редакции СП в Минстрой РФ уведомление о разработке проекта национального стандарта «Здания сейсмостойкие и сейсмоизолированные. Правила проектирования» было опубликовано на сайте Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии. Информационный портал по стандартизации 28 февраля 2014 г.

Полный текст проекта Свода правил размещен на сайте: www.raee.su, в разделе

«Публикации».

- 1) Разработана первая редакция проекта свода правил.
- 2) Авторы норм ждут от специалистов откликов, замечаний и предложений по совершенствованию документа.
- 3) Основные причины растущего применения сейсмоизоляции в зданиях и сооружениях во всем мире заключаются не только в повышении надежности зданий и безопасности людей. Сейсмоизоляция в сочетании с демпферами приводит к снижению суммарной сейсмической нагрузки, а также позволяет значительно снизить относительные горизонтальные междуэтажные перемещения («перекосы»), что в свою очередь снижает масштабы локальных разрушений и экономические потери.

Таблица 1 - Идеализированные зависимости «нагрузка-перемещение», используемые для описания поведения систем сейсмоизоляции

	Типы сейсмоизолирующих элементов	Схемы сейсмоизолирующих элементов	Идеализированная зависимость «нагрузка-перемещение» (F-D)
Эластомерные опоры	с низкой способностью к диссипации энергии		
	с высокой способностью к диссипации энергии		
	со свинцовым сердечником		
Фрикционно-подвижные опоры	с плоскими горизонтальными поверхностями скольжения		
	одномаятниковые со сферическими поверхностями скольжения		
	двухмаятниковые со сферическими поверхностями скольжения при $R_1=R_2$ и $\mu_1=\mu_2$		
	двухмаятниковые со сферическими поверхностями скольжения при $R_1=R_2$ и $\mu_1 \neq \mu_2$		
	трехмаятниковые со сферическими поверхностями скольжения		

Список литературы

1. Смирнов В. И. Сейсмоизоляция – инновационная технология защиты высотных зданий от землетрясений в России и за рубежом // Сб. 80 лет ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко. М., 2007. С. 24-32.
2. Смирнов В. И. Современная защита от землетрясений // Высотные здания. 2008. Вып. 4. С. 110-115.
3. Смирнов В. И. Диссипация энергии землетрясений // Высотные здания. 2008. Вып. 5. С. 98-105.
4. Свод правил. СП 14.13330.2011. Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция. СНиП II-7-81. Издание официальное. ОАО «ЦПП». М., 2011. 84 с.
5. Федеральный закон от 30.12.2009 № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений».
6. Постановление правительства Российской Федерации от 16 февраля 2008 г. № 87 г. Москва «О составе разделов проектной документации и требованиях к их содержанию».
7. Приказ № 36 от 01.04.2008 г. Минрегионразвития РФ «О порядке разработки и согласования специальных технических условий для разработки проектной документации на объект капитального строительства».
8. Градостроительный кодекс Российской Федерации от 29 декабря 2004 г. № 190-ФЗ.
9. ГОСТ Р 54257-2010. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования. М.: Стандарт-информ, 2011. 15 с.
10. BS EN 1998-1:2004. English version. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardization. This British Standard was published under the authority of the Standards Policy and Strategy Committee on 8 April 2005. 233 p.
11. International Building Code. IBC 2012. Standard published 05/01/2011 by International Code Council. P. 690.
12. Recommendations for the Seismic Design of High-rise Buildings. Council on Tall Buildings and Urban Habitat. 2008. 24 p.