

Новости

4

News

Конференции, совещания, симпозиумы

Conferences, Meetings, Symposia

I научно-практическая конференция молодых ученых, аспирантов и исследователей АО «НИЦ «Строительство» «Научный потенциал строительной отрасли»

6

About Ith Conference «Scientific Potential of the Construction Industry» of Young Scientists, Postgraduates and Researchers of JSC Research Center of Construction

Сейсмическое районирование

Seismic Zoning

А.С. Алешин

О динамическом диапазоне сейсмического микрорайонирования

10

Aleshin A.S.

About Dynamic Range of SMZ

Сейсмозащита и сейсмоизоляция зданий и сооружений

Seismic Protection and Seismic Isolation of Buildings and Structures

Т.А. Белаш, А.В. Астафьева

Использование сейсмоизоляции под комплексами рядом стоящих зданий

17

Belash T.A., Astafieva A.V.

Use of Seismic Isolation Under Complexes of Close Standing Buildings

Дискуссия

Discussion

А.Г. Тяпин

«Опасные направления сейсмического воздействия» в линейно-спектральных расчетах

22

Tyapin A. G.

«Dangerous Directions of Seismic Excitation» in Linear Spectral Analysis

Теоретические и экспериментальные исследования

Theoretical and Experimental studies

Ю.И. Немчинов

Сейсмостойкость высотных зданий. Международные достижения и Украинский опыт

30

Nemchynov Yu. I.

Seismic Resistance of High-rise Buildings. International Achievements and Ukrainian Experience

В.А. Лапин, С.Е. Ержанов

Динамика объекта полигона сейсмоизоляции: здание-аналог

47

Lapin V., Yerzhanov S.

Object Dynamics of the Seismic Isolation Site: Analogous Building

Ю.И. Колесников, К.В. Федин, Л. Нгомайезве

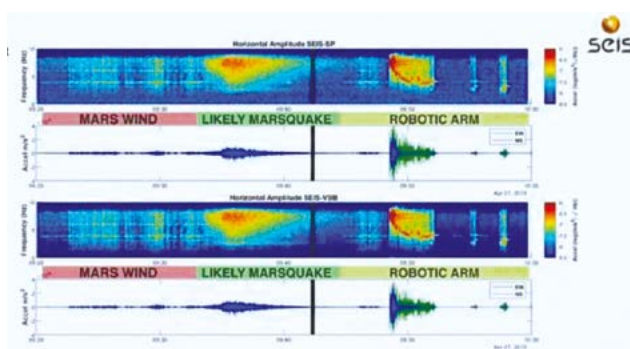
О влиянии сезонных изменений резонансных свойств приповерхностных грунтов на сейсмобезопасность сооружений

56

Kolesnikov Yu.I., Fedin K.V., Ngomayezwe L.

On the Influence of Seasonal Changes in the Resonant Properties of Surface Soils on Seismic Safety of Structures

6 апреля



Марсотрясение

Космический аппарат InSight впервые зафиксировал сейсмические толчки на Марсе. Сигнал был зарегистрирован 6 апреля французским сейсмометром SEIS. Если данные колебания грунта подтвердятся, то это сейсмическое событие может стать первым известным «марсотрясением». По информации Национального управления США по аэронавтике, инструмент SEIS, установленный в декабре прошлого года, позволит учёным понять внутреннюю структуру Марса. Анализируя то, как сейсмические волны распространяются через оболочки Красной планеты, исследователи надеются определить глубину и состав каждого из слоёв. Прибор, измеряющий «марсотрясения», был создан Французским центром космических исследований при поддержке целого ряда мировых научных центров.

<https://www.msn.com/ru-ru/video/trending/колебания-грунта-на-марсе/vi-BBWfmbK?ocid=spartanntp>

Греция

Назначен Национальный делегат Европейской Ассоциации по сейсмостойкому строительству от Российской Федерации

23 февраля 2019 года в г. Салоники (Греция) под председательством Президента Кириазиаса Питилакиса (Kyriazias Pitilakis) состоялось 2-е заседание Исполнительного комитета Европейской Ассоциации по сейсмостойкому строительству (The European Association for the Earthquake Engineering – EAEF).

Национальным членом от России в Европейской Ассоциации по сейсмостойкому строительству с самого начала своего образования является Российская Ассоциация по сейсмостойкому строительству и защите от природных и техногенных воздействий (РАСС). Всего в ЕАЕЕ в настоящее время входит 33 национальных члена, среди которых профессиональные организации в области сейсмостойкого строительства Австрии, Болгарии, Турции, Италии, Германии, Украины, Чехии, Грузии.

В соответствии с решением, принятым Исполнительным комитетом ЕАЕЕ, национальным делегатом, представляющим национального члена от России, по направленному в ноябре 2018 года представлению АО «НИЦ «Строительство» и РАСС избрана Смирнова Любовь Николаевна – кандидат технических наук, ученый секретарь АО «НИЦ

«Строительство». Смирнова Л.Н. более 10 лет принимала активное участие в деятельности ЕАЕЕ в качестве индивидуального члена.

<http://www.eaee.org/executive-committee-meetings>

25 мая, Дагестан

В Дагестане за ночь 25 мая было зафиксировано два землетрясения, сообщается на сайте ГУ МЧС республики. Отмечается, что первое землетрясение магнитудой 4,4 было зафиксировано в 01:34. «На территории республики зафиксированы колебания земной коры, эпицентр в 5 км от населённого пункта Халимбек-аул Буйнакского района на глубине 10 км», – сообщили в ведомстве.

Как уточняется, подземные толчки ощущались в городе Буйнакске, Махачкале и Каспийске. Второе землетрясение магнитудой 2,3 было зафиксировано в 02:44.

Его эпицентр находился в 3,5 км от населённого пункта Халимбек-аул Буйнакского района на глубине 1 км.

<https://report.az/ru/drugie-strany/v-dagestane-za-noch-zafiksirovani-dva-zemletryaseniya/>

6 июня, Дагестан

Предположительно, эпицентр земных колебаний магнитудой 3,4 расположен в селении Халимбекаул Буйнакского района, на глубине 13 км, сообщили в пресс-службе регионального МЧС. По данным дагестанского филиала Геофизической службы РАН, землетрясение произошло в 12:40.

В результате сейсмособытия никто не пострадал, не случилось и серьёзных разрушений. Незначительные повреждения получили пять школ, гимназия и один детский сад в Буйнакске. Кроме того, в селе Халимбекаул частично пострадали около двух десятков домов: в них обвалилась штукатурка, а на стенах и потолках образовались трещины.

<http://mhcn.ru/event/dagestan-perezhil-ocherednoe-zemletryasenie/>

17 июня, Китай

11 человек погибли, 122 получили ранения в результате двух мощных землетрясений, которые произошли в центральной китайской провинции Сычуань вечером в понедельник, 17 июня. По данным агентства Рейтер, сначала было зафиксировано землетрясение магнитудой 5,9, через 30 минут толчки возобновились (магнитуда 5,2). Эпицентр землетрясения находился на глубине 10 км. Как отмечает агентство, землетрясение ощущалось в таких крупных городах, как Чэнду и Чунцин. Более 52 тысяч человек были перевезены из районов, которые пострадали от землетрясения. Также известно, что около 20 тысяч домов было разрушено или изломано. Три тысячи человек участвовали в поисково-спасательных операциях.

<https://iz.ru/890002/2019-06-18/v-kitae-proizoshlo-moshchnoe-zemletryasenie>

https://infoeactor.ru/237919-pochti-250-tysyach-chelovek-postradali-ot-zemletryaseniya-v-kitae?utm_source=yxnews&utm_medium=desktop

Российская инженерная академия объявляет конкурс им. первопечатника Ивана Федорова на лучшую научно-исследовательскую и научно-методическую работу

Материалы на конкурс представляются в электронном виде опубликованные на русском языке в период с 2014 по 2019 годы, в соответствии с объявленной тематикой.

Конкурс проводится по следующим номинациям:

1. Учебная литература.
2. Научно-практическая литература.
3. Издания учебно-справочные, информационные.

В конкурсе могут принять участие преподаватели российских и зарубежных вузов, специалисты и инженеры предприятий, организаций, НИИ, являющиеся авторами или соавторами монографий и учебных пособий и т.д.

Сроки проведения конкурса: с 10 апреля 2019 года – 1 октября 2019 года.

Тематика конкурса:

Авиакосмическое.
Водное хозяйство и гидротехника.
Военно-технические проблемы.
Геология, добыча и переработка полезных ископаемых.
Железнодорожный транспорт.
Инженерная биотехнология.
Инженерная механика.
Экология и ресурсосбережение.
Информационная безопасность.
Информационные системы, вычислительная и электронная техника, связь и телекоммуникации.
Коммуникации (транспортные системы и др.).
Лесотехнические технологии.
Материаловедение и технология.
Машиностроение (автомобильное, тракторное, строительное и дорожное).
Машиностроение (тяжелое, энергетическое, транспортное и др.).
Медико-технические проблемы.
Металлургия.
Новые технологические уклады.
Нефтегазовые технологии.
Правовое обеспечение инженерной деятельности.
Проблемы инженерного образования.
Системы управления, диагностика, приборостроение.
Строительство.
Судостроение.
Технология легкой промышленности.
Технология пищевой промышленности.
Турбостроение.
Химические технологии.
Экономика и управление в инженерной деятельности.
Энергетика, в том числе ядерная.

Официальная информация конкурса публикуется на сайте <http://fedorov-ria.ru>



Л.Н. Смирнова
кандидат технических наук, Ученый секретарь

Е.Г. Смирнова
начальник отдела подготовки кадров

АО «НИЦ «Строительство», Москва, Россия

I научно-практическая конференция молодых ученых, аспирантов и исследователей АО «НИЦ «Строительство»

«Научный потенциал строительной отрасли»

5 июня 2019 года в стенах конференц-зала НИИЖБ им. А.А. Гвоздева – института АО «НИЦ «Строительство», при поддержке Российской академии архитектуры и строительных наук (РААСН) и Российской инженерной академии (РИА) начала свою работу I научно-практическая конференция молодых ученых, аспирантов и исследователей «Научный потенциал строительной отрасли».

С приветственным словом к собравшимся молодым ученым, корифеям строительной науки, научным руководителям аспирантов и представителям действующих научных школ обратился заместитель генерального директора по научной работе Андрей Иванович Звездов. Формированию нового поколения высококвалифицированных специалистов, исследователей и ученых в трех ведущих научно-исследовательских институтах – ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, НИИЖБ им. А.А. Гвоздева и НИИОСП им. Н.М. Герсегонова, выступающих в последние годы как единый крупнейший научно-исследовательский центр строительной отрасли в Российской Федерации – АО «НИЦ «Строительство» – всегда уделялось внимание и придавалось огромное значение.

Институтами АО «НИЦ «Строительство» проводится целый ряд конференций, семинаров, круглых столов и научно-технических советов, где ученые имеют возможность не только представить результаты своей работы, но

и передать имеющийся опыт, подискутировать о существующих проблемах строительной отрасли. Многие из таких мероприятий уже стали хорошей традицией. Среди них хочется отметить проводимые ежегодно «Петрухинские чтения» и «Герсегоновские чтения», организатором которых выступает НИИОСП им. Н.М. Герсегонова. «Гвоздевские чтения», проводимые учеными НИИЖБ им. А.А. Гвоздева, приобрели уже формат международной конференции. Без проводимой раз в два года при непосредственном участии сотрудников Центра исследований сейсмостойкости сооружений ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко Российской национальной конференции по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию уже тоже невозможно представить жизнь научного сообщества. Безусловно, на каждом таком мероприятии молодым специалистам всегда представляется уникальная возможность показать свои научные разработки.



I Научно-практическая конференция молодых ученых, аспирантов и исследователей АО «НИЦ «Строительство»



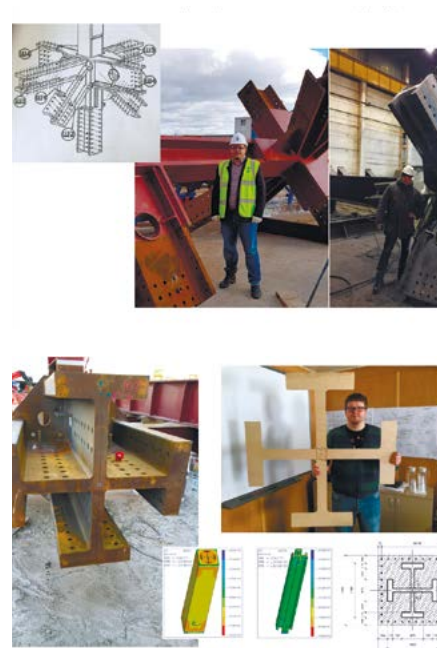
Особенностью данной конференции явилось то, что руководством АО «НИЦ «Строительство» была поддержана инициатива аспирантов объединить в рамках одного мероприятия доклады по различным научным направлениям: особенности применения новых строительных материалов; разработки расчетных методик и анализ экспериментальных данных по проектированию зданий и сооружений из деревянных, металлических, железобетонных, комбинированных конструкций; анализ результатов мониторинга за поведением сооружений в сейсмически опасных районах; вопросы механики грунтов и фундаментостроения, в том числе на многолетнемерзлых грунтах, которыми активно занимаются наши молодые ученые. Такое решение было обусловлено необходимостью показать молодым специалистам и ученым всю многогранность выполняемых в АО «НИЦ «Строительство» научных исследований, способствовать установлению контактов среди поколения молодых ученых из разных лабораторий и институтов, укреплению корпоративного духа, ознакомить аспирантов с имеющимися возможностями экспериментальной базы и мощным научным потенциалом АО «НИЦ «Строительство».

Конференция проводилась в течение одного дня. Программа мероприятия выдалась очень насыщенной, поскольку кроме докладов молодых специалистов и аспирантов, были представлены две презентации в рамках мастер-класса – лекторами выступили молодые ученые АО «НИЦ «Строительство», имеющие значительный опыт публичных выступлений и уже зарекомендовавшие себя как высококвалифицированные специалисты – Дмитрий Кузеванов (НИИЖБ) и Денис Конин

(ЦНИИСК). Также была организована техническая экскурсия в Сертификационный центр АО «НИЦ «Строительство», которую провел заместитель руководителя группы испытаний Всеволод Сорокин.

Д.В. Кузеванов в своем докладе обозначил следующие существующие проблемы строительной науки в нашей стране, которые являются существенным препятствием для её развития: разрыв поколений, конкуренция, языковой барьер. Одним из возможных решений является создание ученым условий для их саморазвития, что было продемонстрировано, базируясь на положительном опыте деятельности объединения молодых специалистов в области проектирования и индустрии бетона и железобетона – FYMG. Данная молодёжная организация организована на базе FIB. На протяжении последних девяти месяцев раз в две недели в качестве одного из форматов общения выбрали «two hour after work». В такие вечера молодые специалисты собираются и обсуждают свежие статьи, посвященные проблемам бетона и железобетона, как правило в неформальной обстановке, в соответствии с современными тенденциями. Это позволяет молодым людям чувствовать себя более уверенно и максимально включаться в обсуждение, раскрывая свой потенциал.

Д.В. Конин поделился опытом представления результатов научных исследований, рассказал о существующих подводных камнях и тех банальных ошибках, которые часто допускают даже ученые с мировым именем, поскольку не всегда обладают ораторским мастерством и навыками публичных выступлений. Также Денис Владимирович в рамках своего доклада затронул вопросы проектирования уникаль-



ных зданий и сооружений с применением металлических конструкций. В качестве примеров он продемонстрировал материалы с объектов, к научно-техническому сопровождению которых имел непосредственное отношение, среди них, например, здания-небоскребы Лахта Центр в г. Санкт-Петербурге и Ахмат Тауэр в г. Грозном.

Как отмечалось выше, на конференции были представлены доклады, имеющие непосредственное отношение к исследованиям, посвященным вопросам сейсмостойкости. Инженер лаборатории сейсмостойких сооружений и инновационных методов сейсмозащиты Гизятуллин Ильнур ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», аспирант 1 курса выступил с докладом «Анализ динамической реакции здания с системой сейсмоизоляции при реальном сейсмическом воздействии». В своем докладе он представил результаты трехлетней работы по мониторингу динамического поведения ряда сейсмоизолированных зданий и сооружений в Камчатском крае, на которых установлены станции инженерно-сейсмометрических наблюдений. Анализ результатов динамического мониторинга зданий позволяет:

- верифицировать принятые при расчетах здания теоретические предпосылки, расчетную модель и её параметры;
- оценить эффективность работы системы сейсмоизоляции в условиях реальных землетрясений, а также проанализировать и уточнить подходы к проектированию зданий с такими системами;
- отслеживать поведение и изменение характеристик сейсмоизолирующих опор в процессе эксплуатации;
- оценивать техническое состояние здания и его сейсмостойкость;
- получить реальные данные о землетрясениях в условиях конкретных грунтовых условий, которые могут служить фактическим материалом для выявления региональных особенностей сейсмических воздействий и создания представительного набора акселерограмм для последующего их использования при проектировании зданий и сооружений в данном регионе.

Старший инженер лаборатории обследования и усиления сейсмостойкости конструкций ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», аспирант 2 курса Вартанов Дмитрий выступил с докладом «Влияние нормального сцепления на прочность кладки из ячеистого бетона, в том числе при сейсмических воздействиях». Результаты работ Демчука И.Е., Деркача В.Н., Кабанцева О.В., Онищика Л.И., Семенцова С.А., Тонких Г.П. и др. позволяют сделать предположение о наличии связи между нормальным сцеплением и прочностью кладки стен из иных видов кладки, в том числе из ячеистого бетона, поэтому как следует из доклада Д. Вартанова в настоящее время ведутся экспериментальные и теоретические исследования для оценки влияния нормального сцепления на несущую способность стен из ячеистого бетона, в том числе при сейсмических воздействиях. В дальнейшем планируется проведение параметрического и сопоставительного анализа параметров, полученных в результате экспериментальных исследований. А затем будет проведено моделирование кладки как кусочно-однородной среды на основе структурного (дискретного) моделирования с использованием критериев прочности материалов базовых элементов, определенных механизмов разрушения внутренних связей между базовыми элементами и соответствующих им критериев прочности связей.

В рамках конференции проводился конкурс на лучший доклад. По задумке организаторов в конкурсе оценивалось именно умение представить свой доклад. Кроме этого, по условиям конкурса молодые ученые оценивали сами себя. В результате голосования определились три победителя, награжденные дипломами и денежными призами.

1 место – Крылов Алексей Сергеевич (инженер сектора высотных зданий и сооружений лаборатории металлических конструкций ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко) с докладом на тему «Прочность железобетонных балок с жесткой арматурой из высокопрочных бетонов». Предварил проведение данных исследований сопоставительный анализ разработанного в 2015-2016 годах по заказу Ассоциации развития стального строительства свода правил СП 266.1325800.2016

«Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования», и стандарта организации, выпущенного в 2018 г. в развитие этого свода правил. В результате анализа было установлено, что экспериментальные исследования сталежелезобетонных конструкций, работающих на изгиб, с использованием современных материалов за последние 20 лет практически не выполнялись. Это послужило причиной проведения экспериментов, связанных с испытаниями сталежелезобетонных балок. Применение в практике современного строительства высокопрочных бетонов классов В80...В100 открыло перспективы для их применения в композитных сталебетонных конструкциях. Эффективность такого применения еще недостаточно исследована, нормативно-технические документы, регламентирующие расчет сталежелезобетонных конструкций с применением высокопрочных и сверхвысокопрочных бетонов также отсутствуют, в которых будут содержаться уточненные методики расчета данных конструкций.

II место занял Олуромби Александр Ричардович (инженер сектора высотных зданий и сооружений лаборатории

металлических конструкций ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко) с докладом «Устойчивость прямошовных и спиральношовных труб из высокопрочных сталей при сжатии и сжатии с изгибом», а III место – Звездов Антон Андреевич (инженер лаборатории механики мерзлых грунтов и расчета оснований НИИОСП им. Н.М. Герсеванова) с докладом «Принципиальные расчетные схемы определения несущей способности винтовых свай в многолетнемерзлых грунтах».

Призом за лучший доклад, по мнению организационного комитета, был удостоен Коваленко Алексей Игоревич (научный сотрудник сектора новых конструктивных форм легких металлических конструкций, сертификации и нормирования лаборатории металлических конструкций ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко) за презентацию на тему «Расчет тонколистовых профилированных секций с двойным гофрированием на сжатие с изгибом».

Предполагается, что данное мероприятие станет ежегодным.

При подготовке статьи использованы материалы из презентаций участников конференции.

Smirnova L., Candidate of Technical Sciences, JSC Research Center of Construction, Moscow, Russia

Smirnova E., Head of the Training Department, JSC Research Center of Construction, Moscow, Russia

About Ith Conference «Scientific Potential of the Construction Industry» of Young Scientists, Postgraduates and Researchers of JSC Research Center of Construction

РАЗМЕЩЕНИЕ РЕКЛАМНО-ИНФОРМАЦИОННОГО МАТЕРИАЛА НА СТРАНИЦАХ ЖУРНАЛА «СЕЙСМОСТОЙКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО. БЕЗОПАСНОСТЬ СООРУЖЕНИЙ»

Реклама на обложке журнала

Размер в мм (+ по 5 мм вылет)	стоимость (в рублях)	
2-я обложка	210x297	50 000
3-я обложка	210x297	40 000
4-я обложка	210x297	60 000
Первый разворот		75 000
Второй разворот		68 000

Горизонтальные модульные рекламные блоки на внутренних полосах журнала

1 полоса	210x297	25 000
1/2	210x145	15 000
1/3	210x98	8 000

Условия размещения

Предоплата – 100%. Рекламный макет и документ, подтверждающий оплату, предоставляются не позднее 10 рабочих дней до даты сдачи номера в печать.

Иллюстративный материал необходимо предоставить в следующих форматах: рисунки – в EPS, AI, CDR; фотографии – в TIF, JPG; таблицы, схемы, диаграммы – в Excel, Corel Draw; разрешение файлов – не менее 300 dpi.

Более подробную информацию можно найти на сайте www.seismic-safety.ru

Телефон: 8 (499) 174-70-65 e-mail: info@raee.su

Для тематических номеров действуют специальные условия. При заказе тематического выпуска

Вы получаете 100 экз. журнала в подарок! Дополнительные экземпляры можно приобрести по 1 600 руб/экз.

Статья информационного характера

1 полоса	210x297	16 000
25 полос	210x297	160 000

Размещение баннера на сайте журнала (в течение двух месяцев)

88x31 пикс.	31x11	4 000
100x100 пикс.	35x35	4 500
468x60 пикс.	165x21	5 000

Расценки действительны с 1 января 2019 года, НДС не облагается.

СКИДКИ

Для рекламных агентств, членов РАСС – 15%.

За кратность: 2 публикации – 10%, 3 – 15%, 4 – 20%.



А.С. Алешин
главный научный сотрудник, доктор физико-математических наук

Институт физики Земли им. О.Ю. Шмидта, Москва, Россия

УДК 550.34

О динамическом диапазоне сейсмического микрорайонирования

Аннотация: В настоящей работе система сейсмического микрорайонирования (СМР) рассматривается с информационной точки зрения в виде сейсмического канала, одной из важнейших характеристик которого является понятие динамического диапазона. Подробно исследуется вопрос о величине динамического диапазона для каждой из применяе-

мых методик СМР. Помимо чисто академического интереса разрешение этой задачи позволит правильно оценить вклад различных факторов (сейсмической жесткости, спектральных особенностей, нелинейности и т.д.) в суммарное значение сейсмической интенсивности и тем способствовать повышению эффективности СМР.

Ключевые слова: сейсмическое микрорайонирование, сейсмический канал, динамический диапазон, сейсмические воздействия, грунтовая толща, грунтовый коэффициент, спектр реакции, коэффициент динамичности, моделирование, нелинейные свойства.

Aleshin A.S.

Chief researcher, DSc, Shmidt Institute of Physics of the Earth, Russian Academy of Sciences, Moscow, Russia

About Dynamic Range of SMZ

Abstract: In this paper, the system of seismic microzoning (SMZ) is considered from an information point of view in the form of a seismic channel, one of the most important characteristics of which is the concept of dynamic range. The question of the value of the dynamic range for each of the applied SMZ techniques is studied

in detail. In addition to purely academic interest, the solution of this problem will allow to correctly assess the contribution of various factors (seismic stiffness, spectral features, nonlinearity, etc.) to the total value of seismic intensity and thus contribute to improving the efficiency of SMZ.

Keywords: seismic microzonation, seismic channel, dynamic range, seismic impacts, soil rigidity, soil coefficient, response spectrum, the dynamic factor, modeling, non-linear properties.

Введение

Система сейсмического микрорайонирования (СМР) с информационной точки зрения может быть рассмотрена в виде сейсмического канала, в котором сейсмический сигнал из полупространства падает на подошву грунтового массива, проходит через него и регистрируется на выходе из системы либо в виде акселерограммы, либо в виде силового воздействия на инженерное сооружение [1].

Динамический диапазон является одной из фундаментальных характеристик канала. Это понятие применимо не только к устройствам, но также к различным геофизическим методам, например, сейсморазведке отраженных волн [2], как отношение максимального сигнала, пропускаемого каналом, к минимальному, определяемому уровнем сейсмических помех. Величину динамического диапазона D принято выражать в логарифмической мере через единицы, называемые децибелами, по формуле: $D = 20 \lg A_{\max}/A_{\min}$, где A_{\max} , A_{\min} – соответственно максимальное и минимальное значение сигнала.

В настоящей работе исследуется вопрос о динамическом диапазоне СМР. Помимо чисто академического интереса разрешение этой задачи позволит правильно оценить вклад различных факторов (сейсмической жесткости, спектральных особенностей, нелинейности и т.д.) в суммарное значение сейсмической интенсивности и тем способствовать повышению эффективности СМР.

1. Макросейсмика. В доинструментальный период своего развития инженерная сейсмология развивалась в рамках макросейсмических представлений, при которых свойства сигнала, т.е. сведения о свойствах объекта изучения – землетрясениях, выражались в терминах степени разрушений под действием сейсмических сил или реакции людей на сейсмические колебания. В макросейсмической системе сигнал оценивается баллом или приращением балла согласно макросейсмической шкале, как привычной MSK-64, так и новой ГОСТ Р 57546-2017.

Простейшая зависимость сейсмической интенсивности в баллах (или приращения балла) от свойств грунта была определена таблицей 1 из документа [3], в которой все многообразие свойств грунтов аппроксимируется тремя категориями, соответственно которым изменение сейсмической интенсивности определяется значениями ± 1 балл относительно средней категории. Следует отметить, что таблица 1, наряду с отнесением грунта к конкретной категории, определяет также соответствующее изменение сейсмической интенсивности. Чтобы перевести приращение балльности в отношение амплитуд необходимо использовать соответствующую сейсмическую шкалу. Для шкалы MSK-64 изменение интенсивности на 1 балл соответствует диапазону ускорений в два раза или в логарифмической мере на 12 дБ. Для шкалы ГОСТ Р 57546-2017 соответствующим приращением в 1 балл соответствует изменение ускорений в 2,5 раза или 8 дБ. Таким образом, динамический диапазон методом аналогий составляет 16 дБ.

Понятно, что оценка сейсмического воздействия макросейсмическим баллом и свойств среды грунтовыми категориями, – слишком грубый способ описания сигнала и среды.

2. Метод сейсмической жесткости. Более точное описание сейсмических (по сравнению с инженерно-геологическими) свойств среды было осуществлено С.В. Медведевым [4], предложившим в качестве количественной характеристики свойств среды использовать сейсмическую жесткость.

В предположении равенства плотности потока энергии в двух соседних точках, а также что изменение сейсмической интенсивности на 1 балл соответствует удвоению колебательной скорости, было получено выражение, определяющее приращение сейсмической интенсивности $\Delta I_{СЖ}$ через параметры грунта в виде следующего соотношения:

$$\Delta I_{СЖ} = 1,67 \lg(\rho_0 V_0 / \rho_1 V_1) \quad (1)$$

Экспериментальные наблюдения показывают, что сейсмическая жесткость грунтов изменяется в широких пределах от 100 до 8400 $\text{тм}^2\text{с}^{-1}$. Отсюда можно определить диапазон вариаций приращений сейсмической жесткости $1,67 \lg(8400/100) \approx 3,2$ балла. Переводя балльность в отношение ускорений, получим для шкалы MSK-64 оценку значений динамического диапазона СМР 19,2 дБ. Для шкалы ГОСТ Р 57546-2017 по соответствующей формуле получаем диапазон изменений приращений сейсмической интенсивности 2 балла. Переводя балльность в отношение ускорений, получим для шкалы ГОСТ Р 57546-2017 оценку значений динамического диапазона СМР 16 дБ. Для наиболее распространенных грунтов диапазон вариаций сейсмической жесткости более узкий, и, соответственно, значения динамического диапазона СМР также несколько ниже.

Заметим в заключение этого раздела, что введение в оборот СМР формулы сейсмической жесткости с возможностью получения дробных значений приращений сейсмической интенсивности наряду с увеличением разрешающей способности методики СМР подрывает стройность всей макросейсмической системы, поскольку макросейсмическая шкала определяет только целочисленные значения балла.

Предположение равенства плотностей потока энергии в двух соседних точках на первый взгляд вполне очевидное, на самом деле не выполняется даже при условии близости «соседних» точек. Всё дело не столько в пространственной близости точек (хотя это тоже важно!), сколько в схожести строения грунтовой толщи в этих точках. Действительно, как было показано в книге [5], при различии грунтовых разрезов в двух близко расположенных точках плотности потока мощности в них будут различаться: в разрезе с меньшей сейсмической жесткостью плотность потока мощности будет заметно меньше, поскольку часть энергии упругой волны при переходе через границу скального массива и рыхлого чехла будет отражаться в нижнее полупространство. Какая часть энергии отражается в нижнее полупространство, зависит от соотношения сейсмических жесткостей рыхлого чехла и скального полупространства. Но, так или иначе, в верхний слой перейдет не вся энергия, приходящая снизу, а только часть. Тем не менее, в силу того, что сейсмическая жесткость рыхлого слоя заметно ниже сейсмической жесткости скального полупространства, амплитуда сейс-

мических колебаний вблизи дневной поверхности будет заметно выше, что соответствует макросейсмическим эффектам, отмечаемым при обследовании последствий сильных землетрясений.

Соответствующие количественные соотношения были рассмотрены в работе [6].

В этой работе связь интенсивности сейсмических колебаний с сейсмической жесткостью грунтового массива выражена в виде измененной формулы сейсмических жесткостей:

$$\Delta I = 2,5 \lg [2/(R_1/R_0 + 1)] = 0,75 - 2,5 \cdot \lg(R_1/R_0 + 1) \quad (2)$$

где индексы 0 и 1 относятся соответственно к нижней и верхней части грунтовой толщ.

Существенно отметить, что сейсмическая жесткость референтных грунтов (т.е. по отношению к которым оценивается приращение сейсмической интенсивности) определяется довольно большим значением $R_0 = 2000 \text{ тм}^2\text{с}^{-1}$. Это значение сейсмической жесткости референтных грунтов значительно выше, чем рекомендуется нормами СП 14.1330.2018 для средних грунтов II-ой категории. Вследствие этого сильные сейсмические воздействия ($I > 7$ баллов) не влияют на параметры средних грунтов, что отмечалось в качестве недостатка в работе [7].

Примем, как и выше, что сейсмическая жесткость варьирует в диапазоне $100\text{--}8400 \text{ тм}^2\text{с}^{-1}$. При $R_0 \gg R_1$ - жесткое скальное основание перекрыто слоем рыхлого грунта $\Delta I = 0,75$ балла. При $R_1 = 2 R_0$ - верхний слой в 2 раза более жесткий, чем нижний $\Delta I = -0,45$ балла.

Таким образом, суммарный диапазон влияния сейсмической жесткости на приращение сейсмической интенсивности оценивается значением в терминах приращения сейсмической интенсивности около 1,2 балла, что значительно ниже диапазона, определяемого как макросейсмической таблицей 1, так и формулой Медведева. Но при этом не учтены спектральные свойства грунтовой толщ.

3. Учет спектральных особенностей. В работах [1,8] было установлено, что коэффициент динамичности адекватно отображает свойства модели, представленной рыхлым слоем и подстилающим жестким полупространством.

Поставим задачу: установить соотношения, определяющие вклад резонансных явлений в грунтовом массиве в суммарное приращение сейсмической интенсивности. Покажем, что наличие или отсутствие резонансов в слое рыхлого грунта определяется по значению максимума коэффициента динамичности b . Напомним, что коэффициент динамичности β в нормах [9] определяет наряду с коэффициентом сейсмичности A сейсмическую нагрузку, причем коэффициент динамичности определяет величину частотной составляющей. Результаты компьютерного моделирования показали, что при равенстве сейсмических жесткостей верхнего слоя и нижнего полупространства максимум коэффициента динамичности равен 2. При этом, разумеется, резонансы в грунте отсутствуют. По этой причине можно предположить, что, если ординаты графика коэффициента динамичности превышают значение 2, то имеет место резонанс. В этом случае приращение сейсмической интенсив-

ности за счет спектральных свойств грунтового массива может быть определено с помощью выражения: $b/2 = 2,5^{\Delta I}$. Коэффициент 2,5 взят в соответствии с данными новой шкалы сейсмической интенсивности ГОСТ Р 57546-2017 [10], согласно которой изменение сейсмической интенсивности на 1 балл соответствует изменению амплитуды ускорений в 2,5 раза, скоростей смещений в 3 раза и смещений в 4,8 раза. Отсюда, логарифмируя, получаем окончательное выражение:

$$\Delta I (\text{балл}) = 2,5 \lg b - 0,75, \quad (3)$$

при $b = 2$, $\Delta I = 0$; при $b = 4$, $\Delta I = 0,75$; при $b = 6$, $\Delta I = 1,2$ балла.

Отметим также, что полученное приращение интенсивности за счет резонанса относится не ко всему инженерному диапазону частот (как, например, член, характеризующий сейсмическую жесткость грунтов), а только к тем частотам, которые лежат внутри интервала ($f_0 - \Delta f \div f_0 + \Delta f$) вблизи максимума, где ускорения не менее 0,5 от максимума. На это обстоятельство необходимо указывать в заключении относительно приращения сейсмической интенсивности и/или относительно суммарной сейсмической интенсивности.

Объединяя выражения приращения сейсмической интенсивности за счет грунтовых условий и спектральной характеристики, можно окончательно получить:

$$\Delta I (\text{балл}) = 0,75 - 2,5 \cdot \lg(R_1/R_0 + 1) + 2,5 \lg b - 0,75 = 2,5 \lg b R_0 / (R_0 + R_1) \quad (4)$$

В этом выражении учтено влияние сейсмической жесткости, обводненности (через влияние обводненности на V_s) и спектральная характеристика грунтовой толщ.

Имея два уравнения, связывающие параметры сейсмических свойств грунта с основным (для СМР) параметром сейсмических воздействий, – приращением сейсмической интенсивности: 1) уравнение С.В. Медведева и 2) уравнение (7.1) из нормативного документа [11], можно оценить динамический диапазон СМР по этим соотношениям. Соответствующие расчеты представлены в виде результирующего графика относительных приращений сейсмической интенсивности для различных соотношений на рис. 1. Синей кривой М обозначена зависимость при использовании уравнения Медведева. Красная и зеленая ветви графика отображают результаты расчетов по формуле (7.1) из СП 283.1325800.2016 для случая неучета резонансных явлений (СП) и при их учете (СП+Р). Различия графиков по оси ординат есть величина динамического диапазона СМР. При использовании уравнения Медведева он равен 16 дБ. При расчетах по формулам СП 283 без учета резонансов он несколько больше 9 дБ, а при учете резонансов превышает 19 дБ.

Полученный результат позволяет по-новому представить технику формирования приращений сейсмической интенсивности с использованием макросейсмических понятий. При этом используем условие, что 1 балл шкалы ГОСТ Р 57546-2017 соответствует изменению сейсмических ускорений в 2,5 раза или на $20 \lg 2,5 = 8$ дБ. Произведя соответствующие расчеты, получим, что вклад сейсмической жесткости в суммарное значение приращения сейсмической интенсивности оценивается величиной около 1,1 балла. Общее приращение сейсмической ин-

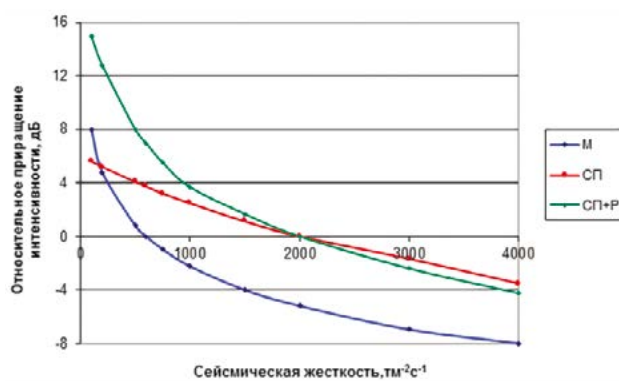


Рисунок 1 — Динамический диапазон для разных макросейсмических методик

Figure 1 — Dynamic range for different macroseismic methods

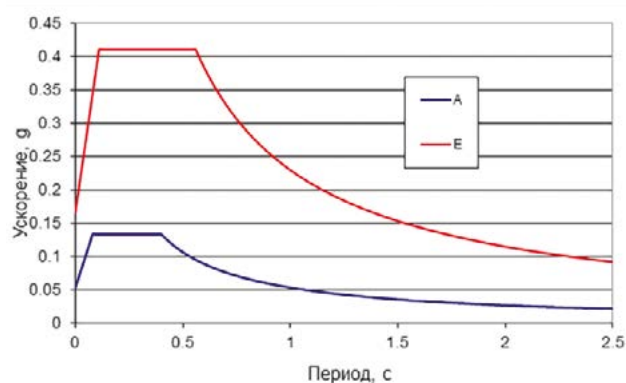


Рисунок 2 — Спектры реакции для грунтов категорий А и Е

Figure 2 — Response spectra for soil classes A and E

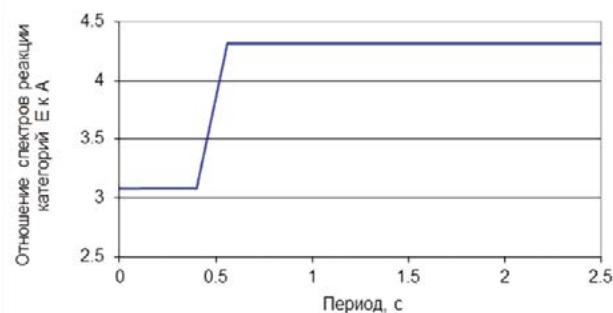


Рисунок 3 — Отношение спектров реакции категорий Е к А по нормам США

Figure 3 — The ratio of the response spectra of soil classes E to A according to US norms

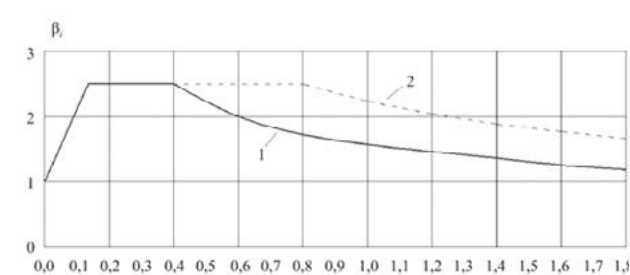


Рисунок 4 — Вид коэффициентов динамичности по [9]

Figure 4 — View of the dynamic factors by [9]

тенсивности с учетом резонансных явлений оценивается величиной 19,2 дБ или, переведя в макросейсмическую меру, 2,4 балла.

4. Спектры реакции. В практике сейсмического районирования США учет влияния региональных сеймотектонических условий определяется тремя величинами: значениями спектральной плотности ускорений в диапазоне коротких ($T \sim 0,2$ с) и длинных ($T = 1$ с) периодов, а также величиной сверхдлинных периодов в диапазоне $T > 5$ с. Разделение диапазона периодов на части обусловлено разделением на зоны, в которых сейсмическое воздействие характеризуется преобладанием соответственно ускорений, скоростей и смещений. Соответствующие значения S_s , S_L и T_L картированы для всей территории США. По этим трем величинам можно построить график спектра реакции и тем самым определить исходное сейсмическое воздействие. Техника такого построения приведена в книге [1].

Для учета влияния локальных свойств грунта на сейсмические воздействия в полученные значения спектральной плотности ускорений вносятся соответствующие грунтовые коэффициенты: короткопериодные F_a и длиннопериодные F_v , представленные в табличном и графическом виде в той же работе [1]. Далее, с учетом этих поправок, определяются

спектры реакции, учитывающие как региональные, так и локальные особенности сейсмических воздействий.

В российских сейсмических строительных нормах спектр реакции разделен на два множителя: один – коэффициент сейсмичности A , определяемый как значение эффективного ускорения в зависимости от расчетной (учитывающей локальные условия) сейсмичности и другой – коэффициент динамичности β_i , определяемый видом, представленным на рисунке 4.

Кривая 1 относится к грунтам I и II категорий, а кривая 2 – к грунтам III и IV категорий.

Предположим, что площадка изысканий расположена в районе с исходной сейсмичностью 7 баллов и на площадке встречаются грунты всех трех грунтовых категорий. Тогда сейсмические воздействия на площадке будут характеризоваться интенсивностью от 6 до 8 баллов, что по шкале MSK-64 соответствует ускорениям от 0,5 до 2 м/с². Зависимость сейсмических ускорений от периода в российских сейсмических нормах [9] определяется тремя соотношениями, соответственно для трех диапазонов периодов: для кривой 1 (I и II категорий) $T_i \leq 0,1$ с $\beta_i = 1 + 15 T_i$; $0,1 < T_i < 0,4$ с $\beta_i = 2,5$; $T_i \geq 0,4$ с $\beta_i = 2,5(0,4 / T_i)^{0,5}$; для кривой 2 (для III и IV категорий) $T_i \leq 0,1$ с $\beta_i = 1 + 15 T_i$; $0,1 < T_i < 0,8$ с $\beta_i = 2,5$; $T_i \geq 0,8$ с $\beta_i = 2,5(0,4 / T_i)^{0,5}$.

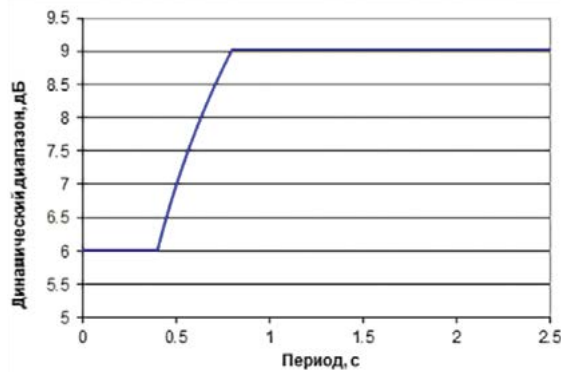


Рисунок 5 — Динамический диапазон по нормативным спектрам реакции грунтов III-й категории по отношению к II-й

Figure 5 — Dynamic range over normative response spectra of soils class III in relation to the II

По этим соотношениям определяется спектр реакции максимального и минимального сейсмического воздействия, а, следовательно, величина динамического диапазона. Превышение амплитуды колебаний грунтов II-й категории над колебаниями грунтов I-й категории равно 2, поскольку кривые динамических коэффициентов точно совпадают, а отношение коэффициентов сейсмичности равно 2. Таким образом, эта часть динамического диапазона равна 6 дБ. При расчете части динамического диапазона, обусловленного отличием параметров колебаний III-й категории по отношению к колебаниям грунтов II-й категории необходимо учесть различие в графиках коэффициентов динамичности. Необходимые оценки показаны на рисунке 5.

Таким образом, суммарный динамический диапазон по нормам СП 14.13330.2018 равен 15 дБ.

Идеология новейших российских сейсмических норм по СМР [11] в своих основах схожа с нормами США: то же разделение сейсмических воздействий на два основных поддиапазона – коротких и длинных периодов, то же использование грунтовых коэффициентов F_a и F_v , тот же способ учета нелинейных явлений.

Но в российских нормах имеются также существенные отличия, подробно рассмотренные в работе [12]. Главное отличие заключается в использовании концепции пространственной непрерывности (континуальности) как параметров сейсмических воздействий, так и свойств сейсмической среды. При этом значения грунтовых коэффициентов определяются соотношениями

$$\lg F_a = -0,4 \lg R + 1,32 \text{ и } \lg F_v = -0,6 \lg R + 2. \quad (5)$$

В обоих выражениях размерность сейсмической жесткости R [$\text{т} \cdot \text{м}^{-2} \cdot \text{с}^{-1}$].

Отказ от понятия грунтовых категорий позволяет несколько расширить диапазон сейсмических свойств грунтов и тем самым изменить динамический диапазон СМР.

Свойства грунта определим сейсмической жесткостью в диапазоне от 100 до 4000 $\text{т} \cdot \text{м}^{-2} \cdot \text{с}^{-1}$. По приведенным выше формулам получим значения грунтовых коэффициентов для $R=100 \text{ т} \cdot \text{м}^{-2} \cdot \text{с}^{-1}$ $F_a = 3,3$ и $F_v = 6,3$, а для $R = 4000 \text{ т} \cdot \text{м}^{-2} \cdot \text{с}^{-1}$ $F_a = 0,76$ и $F_v = 0,69$. С использованием этих коэффициентов по соотношениям для двух диапазонов периодов в соответствии с

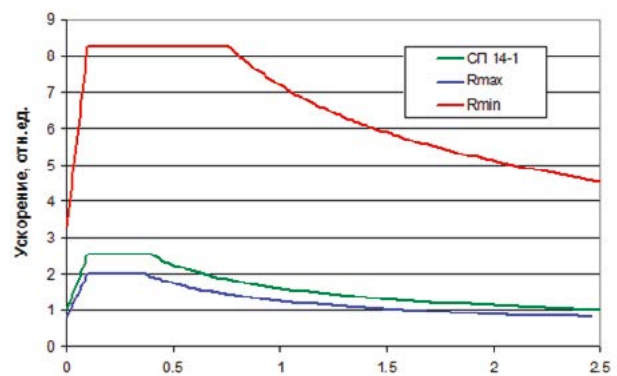


Рисунок 6 — Спектры реакции согласно [11]: $R_{\max} = 4000 \text{ т} \cdot \text{м}^{-2} \cdot \text{с}^{-1}$; $R_{\min} = 100 \text{ т} \cdot \text{м}^{-2} \cdot \text{с}^{-1}$; СП 14-1 – исходный спектр по [9]

Figure 6 — Response spectra by [11]: $R_{\max} = 4000 \text{ т} \cdot \text{м}^{-2} \cdot \text{с}^{-1}$; $R_{\min} = 100 \text{ т} \cdot \text{м}^{-2} \cdot \text{с}^{-1}$; СП 14-1 – response spectrum by [9]

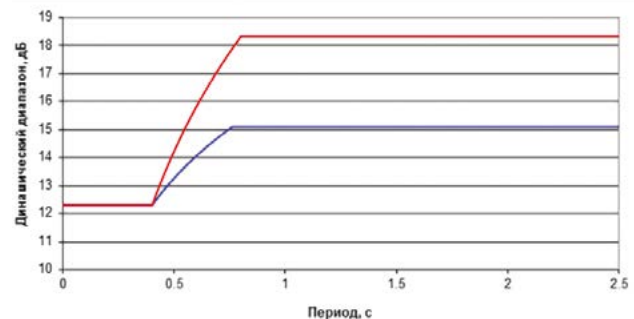


Рисунок 7 — Динамический диапазон по [11] для двух законов спада амплитуд

Figure 7 — The dynamic range by [11] for the two laws of change amplitudes

процедурой, описанной в разделе 2.2 книги [1] построим соответствующие графики спектров реакции, показанные на рисунке 6.

Обратим внимание, что динамический диапазон СМР зависит также от закона убывания спектрального ускорения после полки. В отечественном нормативе СП 14.13330.2018 эта зависимость определяется законом $T^{0.5}$, в то время как ранее в СНиП II-7-81, как и в американских нормах [13], уменьшение амплитуд происходит по более крутому закону: T^{-1} . Эти отличия определяют разницу в величине динамического диапазона СМР, приведенного на рисунке 7. Как следует из приведенных данных, динамический диапазон СМР при спаде амплитуд по нормативному закону $T^{0.5}$ (синий график) близок к величине 15 дБ. При принятии закона спада амплитуд $\sim T^{-1}$ в низкочастотной части спектра динамический диапазон несколько увеличивается до значений 18,3 дБ, что показано красной ветвью графика рисунка 7.

Заключение

В итоге полученные результаты обобщим в виде следующей таблицы, где оценки динамического диапазона в дБ приведены с округлением до целого значения.

В целом значения динамического диапазона для различных методов достаточно хорошо совпадают, группируясь в диапазоне 15-16 дБ. Отличие, отмеченное в СП

Таблица 1 — Динамический диапазон СМР в зависимости от методики

Table 2 — *Dynamic range of SMR depending on the method*

Методика		Динамический диапазон, дБ
Макросейсмика	Метод аналогий	16
	Формула Медведева	16
	СП 283 без учета резонансов	9
	СП 283 с учетом резонансов	19
Спектры реакции	BSSC, 2003	13
	СП 14.13330.2016	15
	СП 283 $T^{0.5}$	15
	СП 283 T^{-1}	18

283.1325800.2016 без учета резонансов, показывает относительную роль различных факторов в суммарном значении приращения сейсмической интенсивности: на долю сейсмической жесткости приходится менее половины (9дБ) суммарного динамического диапазона СМР (19 дБ). Несколько пониженное значение динамического диапазона для норм США (13 дБ) относительно российских норм СП 283.1325800.2016 (18 дБ) обусловлено использованием грунтовых категорий, что ограничивает диапазон вариаций сейсмических свойств грунтов и тем вносит некоторую ошибку в определение сейсмической нагрузки (через величину грунтовых коэффициентов). При разработке новой редакции сейсмических норм типа СП 14.13330.2018 следует особое внимание обратить на обоснование выбора закона уменьшения спектральных амплитуд в низкочастотной области.

К сказанному надо прибавить два коротких замечания. Во-первых, о влиянии нелинейности. Приведенные оценки динамического диапазона СМР получены в предположении линейности зависимости «напряжение – деформация». Такое предположение оправдано до уровня ускорений порядка 0,1 g. При более высоких значениях ускорений поправки за грунтовые условия зависят как от типа грунта, так и от амплитуды. Это является следствием учета нелинейной зависимости напряжений и деформаций. Легко увидеть, что удвоение исходного воздействия как для высокочастотных S_s , так и для низкочастотных S_1 воздействий не влечет удвоения реакции. Значения грунтовых коэффициентов снижа-

ются по мере увеличения амплитуды входного воздействия. Исключение, по понятным причинам, составляют скальные грунты типа А и В. Для них линейность зависимости напряжение-деформация и как следствие поправка за грунтовые условия не зависит от амплитуды входного воздействия и остаётся постоянной. Заметим также, что величина поправки для грунта класса А меньше, чем для класса В, поскольку сейсмическая жесткость грунта А заметно больше сейсмической жесткости грунта В.

Другое важное замечание касается того, что при интенсивных воздействиях грунтовые поправки различаются не столь значительно, как при менее интенсивных воздействиях. Это обстоятельство следует из того, что при сильных сейсмических воздействиях имеет место эффект «насыщения», т.е. амплитуды отклика, проявляющиеся в величине грунтовых поправок, растут не столь значительно, как амплитуды исходных воздействий (величины S_s и S_1).

Наконец, проведенные исследования показали, что для всех исследованных случаев величина динамического диапазона СМР не превышает 19 дБ. При этом остается невыясненным вопрос, как отнестись к часто встречающимся в литературе упоминаниям о весьма значительном усилении (до 60 раз!) реакции «слабых» грунтов [14; 15]?

Здесь многое, к сожалению, остается невыясненным. Налицо как явные ошибки, так и несоответствие используемых модельных предположений свойствам реальной среды. Во всяком случае, для окончательных суждений на этот счет необходима дальнейшая работа.

Литература

- Алешин А.С. Континуальная теория сейсмического микрорайонирования. М., Научный мир, 2017. 300 с.
- Слуцковский А.И. О динамическом диапазоне колебаний, регистрируемых при сейсмической разведке методом отраженных волн // Разведочная и промысловая геофизика, вып. 22. Гостоптехиздат, 1958.
- СНиП II-7-81* - Строительство в сейсмических районах // М., 1982
- Медведев С. В. Инженерная сейсмология. М.:

Стройиздат, 1962. 284 с.

- Алешин А.С. Сейсмическое микрорайонирование особо ответственных объектов. М., Светоч Плюс, 2010. 304 с.
- Aleshin A.S The new formula of seismic rigidity method // Open Journal of Civil Engineering, ISSN Print: 2164-3164, Pub. Date: September 27, 2018 DOI: 10.4236/ojce.2018.83025
- Гусев А.А. О сейсмологической основе норм сейсмостойкого строительства в России // Физика Земли, 2002, №12. С .56-70.
- Алешин А.С. О спектральных характеристиках

грунтовой толщи // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2018. №5. С.16-22.

- СП 14.13330.2018. Строительство в сейсмических районах. М., 2018.
- Антикаев Ф.Ф. Инструментальная шкала сейсмической интенсивности. М., Наука и Образование, 2012. С.176.
- СП 283.1325800.2016. Объекты строительные повышенной ответственности. Правила сейсмического микрорайонирования. М., Минстрой России. 2016.
- Aleshin A.S, The peculiarities of newest Russian

seismic standard.// International Journal of Innovative Studies in Sciences and Engineering Technology (IJISSET), Volume: 5 Issue: 5 | 2019
13. BSSC (BUILDING SEISMIC SAFETY COUNCIL). 2003: NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other

structures, Part 1: Provisions, prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency (Report FEMA 450), Washington, D.C., 356 pp.
14. Заалишвили В.Б. Сейсмическое микрорайонирование территорий городов, населенных

пунктов и больших строительных площадок. М., Наука, 2009. 350 с.
15. Pavlenko O.V. Possible Mechanisms for Generation of Anomalous High PGA During the 2011 Tohoku Earthquake// Pure and Applied Geophysics, April 24, 2017.

References

1. Aleshin A.S. Kontinual'naya teoriya seismicheskogo mikrorajonirovaniya. M., Nauchnyy mir, 2017. 300 p.
2. Slutskovskij A.I. O dinamicheskom diapazone kolebaniy, registriruemyykh pri seismicheskoy razvedke metodom otrazhennykh voln // Razvedochnaya i promyslovaya geofizika, vyp. 22. Gostoptekhizdat, 1958.
3. SNiP II-7-81* - Stroitel'stvo v seismicheskikh rajonakh // M., 1982.
4. Medvedev S. V. Inzhenernaya seismologiya. M.: Strojizdat, 1962. 284 p.
5. Aleshin A.S. Seismicheskoe mikrorajonirovanie osobo otvetstvennykh ob'ektov. M., Svetoch Plyus, 2010. 304 p.
6. Aleshin A.S. The new formula of seismic rigidity method.// Open Journal of Civil Engineering, ISSN

Print: 2164-3164, Pub. Date: September 27, 2018 DOI: 10.4236/ojce.2018.83025
7. Gusev A.A. O seismologicheskoy osnove norm seismostojkogo stroitel'stva v Rossii // Fizika Zemli, 2002, №12. S. 56-70.
8. Aleshin A.S. O spektral'nykh kharakteristikakh gruntovoy tolshhi// Seismostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij, 2018. №5. P.16-22.
9. SP 14.13330.2018. Stroitel'stvo v seismicheskikh rajonakh. M., 2018.
10. Aptikaev F.F. Instrumental'naya shkala seismicheskoy intensivnosti. M., Nauka i Obrazovanie, 2012. P.176.
11. SP 283.1325800.2016. Ob'ekty stroitel'nye povyshennoj otvetstvennosti. Pravila seismicheskogo mikrorajonirovaniya. M., Minstroy Rossii. 2016.
12. Aleshin A.S. The peculiarities of newest

Russian seismic standard.// International Journal of Innovative Studies in Sciences and Engineering Technology (IJISSET), Volume: 5 Issue: 5, 2019.
13. BSSC (BUILDING SEISMIC SAFETY COUNCIL). 2003: NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures, Part 1: Provisions, prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency (Report FEMA 450), Washington, D.C., 356 pp.
14. Zaalishvili V.B. Seismicheskoe mikrorajonirovanie territorij gorodov, naselennykh punktov i bol'shikh stroitel'nykh ploshhadok. M., Nauka, 2009. 350 p.
15. Pavlenko O.V. Possible Mechanisms for Generation of Anomalous High PGA During the 2011 Tohoku Earthquake// Pure and Applied Geophysics, April 24, 2017.

Для цитирования: Алешин А.С. О динамическом диапазоне сейсмического микрорайонирования // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2019. № 3. С. 10-16.

For citation: Aleshin A.S. About Dynamic Range of SMZ. Seismostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij [Earthquake engineering. Constructions safety], 2019, no. 3, pp. 10-16. (In Russian).



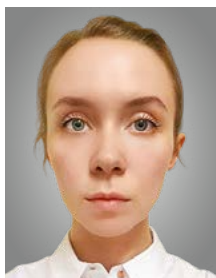
Под общей редакцией И.Ю. Алексеевой,
А.А. Костиковой, А.Ф. Яковлевой.
ФИЛОСОФИЯ И СОЦИОЛОГИЯ ТЕХНИКИ В XXI ВЕКЕ.
К 70-ЛЕТИЮ В.Г. ГОРОХОВА

М.: Аквилон, 2018. 640 с. ISBN 978-5-906578-43-3

Книга представляет собой сборник материалов Международной научной конференции «Философия и социология техники в XXI веке» (г. Москва, 24–26 мая 2017 г.), приуроченной к 70-летию со дня рождения выдающегося ученого в области философии техники профессора В.Г. Горохова (24.05.1947–10.09.2016). В конференции приняли участие около 200 ученых. В книге публикуются материалы пленарных докладов и тематических секций, посвященные различным аспектам философии и социологии науки и техники. Представлен широчайший спектр проблемных вопросов, которые сегодня наиболее актуальны для философии и социологии техники, такие как проблемы философской рефлексии и анализа научного знания

как сложной системы, вопросы философии и истории техники и методологии техникосознания, соотношения техники и этики, социальной оценки техники и прогнозирования технологических рисков, разнообразных проблем взаимодействия техники и общества, в том числе искусственного интеллекта и технологий, научного познания и технологической интерпретации реальности, будущего «общества знаний», НБИКС - и образовательных технологий (в том числе в инженерном образовании), гуманитарного сопровождения и популяризации инноваций. Публикуемые материалы отражают результаты наиболее актуальных исследований в области философии техники.

Для специалистов в области философии и методологии науки, истории, социологии науки и философии техники.



Т.А. Белаиш

доктор технических наук, профессор

А.В. Астафьева

магистр

**Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I,
Санкт-Петербург, Россия**

УДК 72.012:699,841

Использование сейсмоизоляции под комплексами рядом стоящих зданий

Аннотация: В статье проведен анализ существующих решений применения специальной сейсмозащиты к комплексам зданий. Приведена разработанная на кафедре «Здания» ПГУПС расчетная модель для ряда зданий в сейсмическом районе на территории Северного Кавказа с сейсмоизоляцией, выполнен-

ной в виде резинометаллических опор. Выполнены предварительные исследования, которые показали, что применение такой системы сейсмоизоляции помогает снизить нагрузки на здания различных конструктивных типов в комплексе единого жилого квартала при экономии средств на сейсмоусиление.

Ключевые слова: сейсмостойкость, сейсмоизоляция, генеральное планирование, микрорайон, жилые здания.

Belash T.A., Doctor of Technical Sciences, professor

Astafeva A.V., Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University, master

Use of Seismic Isolation under Complexes of Close Standing Buildings

Abstract: This article analyzes the existing solutions for applying special seismic protection to building complexes. The PSTU developed at the "Buildings" department designed model for a number of buildings in a seismic region in the North Caucasus with seismic

isolation, made in the form of rubber-metal supports. Preliminary structural calculations have been performed showing that the use of such a seismic protection system helps to reduce the load on the building while saving money on seismic strengthening.

Keywords: seismic resistance, seismic isolation, general planning, microdistrict, residential buildings.

Обеспечение сейсмостойкости зданий и сооружений в сейсмически опасных районах является одной из наиболее сложных проблем в области строительства. За послед-

ние десятилетия сейсмичность во многих районах России и стран бывшего СССР неоднократно увеличилась, и, как следствие, возникла необходимость в повышении сейсмо-

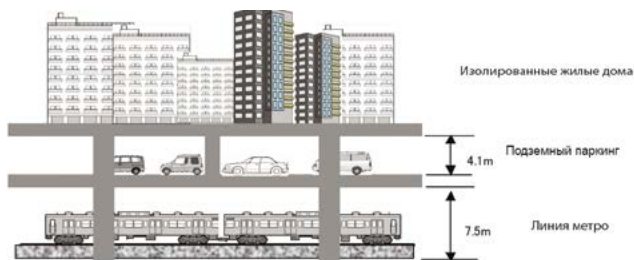


Рисунок 1 — Разрез по сейсмоизоляционной платформе с организацией подземного пространства [5]

Figure 1 — Section of seismic isolation platform with organization of underground space [5]

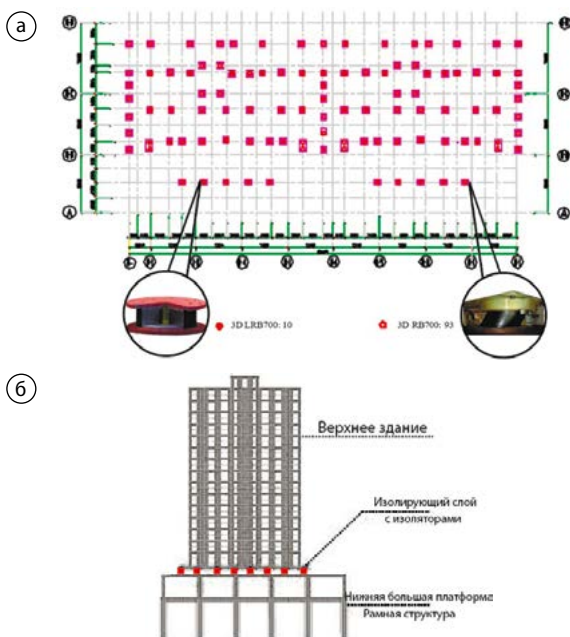


Рисунок 2 — План размещения резинометаллических опор (а) и схематичный разрез по сейсмоизолированному зданию на платформе (б) [4]

Figure 2 — Layout plan of rubber bearings (a) and schematic section of a seismically isolated building on the platform (b) [4]



Рисунок 3 — Группа сейсмоизолированных жилых домов на юго-западе Китая, насчитывающая 72 жилых здания этажность от 4 до 16 этажей [6]

Figure 3 — A group of seismic isolated residential buildings in southwestern China, numbering 72 residential buildings from 4 to 16 floors [6]

стойкости не только строящихся, но и существующих зданий и сооружений.

Основное внимание обычно уделяется сейсмостойкости отдельно взятых зданий, однако имеет смысл рассмотреть более широкую перспективу, а именно: как в рамках городского планирования можно уменьшить разрушительное воздействие землетрясения по региону, городу и любой территориальной единице. В настоящее время сформировались определенные принципы сейсмостойкого строительства. Одним из таких принципов является традиционный подход: повышение несущей способности основных конструктивных элементов за счет увеличения их размеров и прочности, что приводит к пересмотру сечений несущих конструкций. Однако такой подход не всегда возможен для уже существующих зданий. Наряду с традиционными решениями применяются и специальные, являющиеся наиболее перспективными и, в ряде случаев, наиболее предпочтительными. Как показывает практика сейсмостойкого строительства, специальные подходы могут применяться как к отдельным зданиям, так и к целым комплексам.

Одним из первых решений применения специальной сейсмоизоляции в районной застройке стало **устройство защитных экранов**, расположенных в толще грунта [1]. Решение заключается в устройстве скважин на разном расстоянии от фундамента и разных по глубине, что обуславливает эффективное гашение сильных колебаний, распространяющихся по поверхности земли, за счет разности плотности грунтов вокруг здания. Такое устройство сейсмозащиты отличается простотой исполнения и обеспечивает значительную экономию средств.

Другой метод специальной сейсмоизоляции заключается в **устройстве демпфирующих элементов между зданиями** [2]. Суть данного подхода заключается во вводе демпфирующих элементов в фундаментную часть горизонтальных пешеходных галерей в виде демпферов сухого трения, которые представляют собой трущуюся пару, выполненную из железобетонной плиты на сыпучем основании. Это решение позволяет существенно снизить влияния сейсмических воздействий не только в рамках одного здания, но и системы зданий, находящихся в городской застройке. Предлагаемая конструкция была разработана на кафедре «Здания» ПГУПС [2, 3].

В 2006 году рядом с центром Пекина была построена двухэтажная железобетонная каркасная платформа, предназначенная для размещения на ней оборудования и средств технического обслуживания железнодорожного вокзала и терминала метрополитена, а также для обеспечения поглощения шума от движения поездов. Это оригинальное решение возникло вследствие неэффективного использования дорогой земли в центре города, а также проблемы охраны окружающей среды, связанной с железнодорожной вибрацией. Предложение заключалось в следующем: создать **сейсмически изолированную искусственную площадку в виде платформы** («artificial ground») [4,5]. Размер платформы составлял 1500 м в ширину и 2000 м в длину. Слой с резинометаллическими опорами был расположен на верхнем этаже платформы. Над платформой были построены 50 сейсмоизолированных 7- и 9-этажных жилых домов, 2 из которых были оснащены 3D-изоляционной технологией для защиты от проблем, связанных с вибраци-

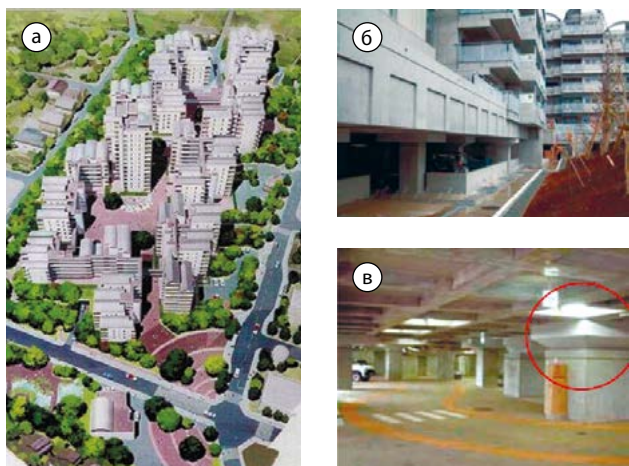


Рисунок 4 — Проект из двадцати одного здания этажностью от 6- до 14-этажей в г. Сагамихара в Японии. а – общий вид проекта; б – вид комплекса в г. Сагамихара; в – подземный гараж с изоляторами, защищенными от огня под плитой «искусственного основания»; красным цветом обведен изолятор [4]

Figure 4 — The project of twenty-one buildings with a number of floors from 6 to 14 in Sagami-hara in Japan. а – general view of the project; б – view of the complex in Sagami-hara; в – underground garage with isolators, protected from fire under the “artificial ground” slab; the isolator is red-circled [4]



Рисунок 5 — Сейсмоизоляционная плита для защиты уязвимых объектов искусства [4]

Figure 5 — Seismic isolating plate to protect vulnerable objects of art [4]

ей от метрополитена и землетрясений [4,5]. На рисунке 1 показаны здания на платформе с применением сейсмоизоляции с разрезом по подземной части.

3D-изоляционный слой является верхним из слоев платформы и состоит из 103 резинометаллических опор, выполняющих функцию горизонтальной изоляции.

Такое решение позволило существенно сэкономить на площади застройки, а также сократить расходы на строительство примерно на 25%.

В Китае в настоящее время существует несколько подобных решений для целых жилых кварталов, которые помогают заметно сократить расходы на высотное строительство. Например, группа сейсмоизолированных жилых домов на юго-западе Китая, показанная на рисунке 3, насчитывает 72 жилых здания этажностью от 4 до 16 этажей. Занимаемая ими площадь равна 210 000 м² [6].



Рисунок 6 — Отель «SEAPLAZA» в г. Сочи, сейсмозащита которого обеспечивается с помощью 102 высокодемпфирующих резинометаллических опор (HDRBs) (а), Новый торговый центр, с кинотеатром, подземным паркингом и офисами, в Сочи, сейсмозащита которого обеспечивается с помощью 200 резинометаллических опор со свинцовым сердечником (LRBs) (б) [7, 8]

Figure 6 — New «SEA PLAZA» hotel in Sochi, the seismic protection of which is provided with the help of 102 high damping rubber bearings (HDRBs) (а), A new shopping center with a cinema, underground parking and offices, in Sochi, the seismic protection of which is provided with the help of 200 lead rubber bearings (LRBs) (б) [4, 7, 8]

Подобный проект был предложен также в г. Сагамихара в Японии (Рисунок 4). Проект включает комплекс из двадцати одного здания, установленного на уникальном «искусственном основании» («artificial ground»). Этажность зданий варьируется от 6 до 14 этажей. Это решение помогает сократить затраты на строительство, а также увеличить число даже небольших частных домов, сейсмоизолированных посредством резинометаллических и скользящих опор. Под плитой «искусственного основания» находится подземный гараж с изоляторами, защищенными от огня.

Решения с трехмерными системами сейсмоизоляции, применяются также для изоляции объектов культурного наследия. Пример устройства сейсмоизоляционной плиты, защищающей особо уязвимые объекты искусства, показан на рисунке 5 [4]. Такие системы могут быть использованы не только для защиты уязвимых объектов культурного наследия, но и для защиты различных зданий и сооружений, а также, в перспективе, и для защиты комплексов зданий.

Во всех рассмотренных проектах в качестве сейсмоизоляторов использовались резинометаллические опоры, которые широко известны за рубежом и применяются для сейсмоизоляции зданий и сооружений во многих странах мира: Китае, Японии, США, Италии, Армении, Чили. В России также применяется такая система сейсмоизоляции. Например, при строительстве высотных зданий в г. Сочи и других городах. На рисунке 6 показаны примеры зданий, в которых использовались итальянские высокодемпфирующие резинометаллические опоры.

Однако, несмотря на то, что сейсмозащита с использованием резинометаллических опор активно применяется в строительстве различных зданий на территории России,

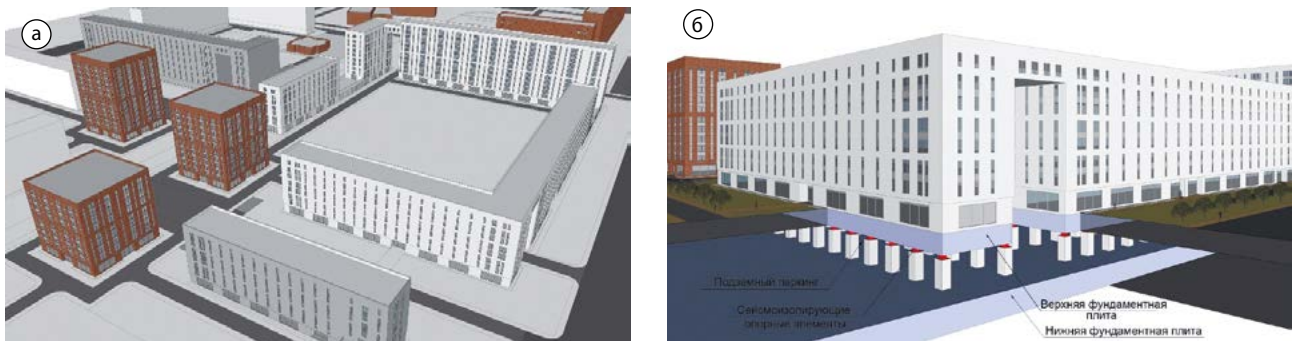


Рисунок 7 — Фрагмент жилого квартала, разрабатываемого на кафедре «Здания» ПГУПС (а), разрез по разрабатываемому жилому кварталу (б)

Figure 7 — Fragment of a residential area being developed at the department of «Buildings» PSTU (a), section of residential area under development (b)

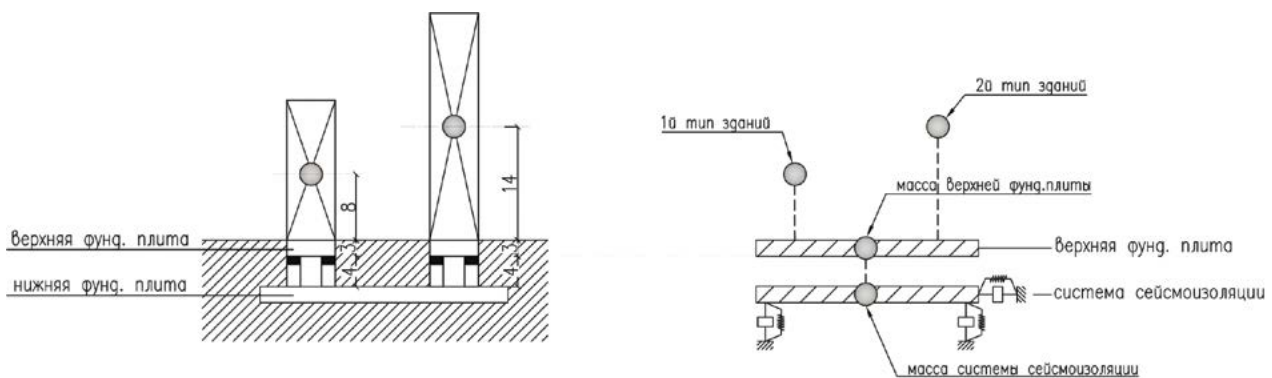


Рисунок 8 — Принятые конструктивная и расчетная схемы исследуемого объекта

Figure 8 — Accepted constructive and design schemes of the object under research

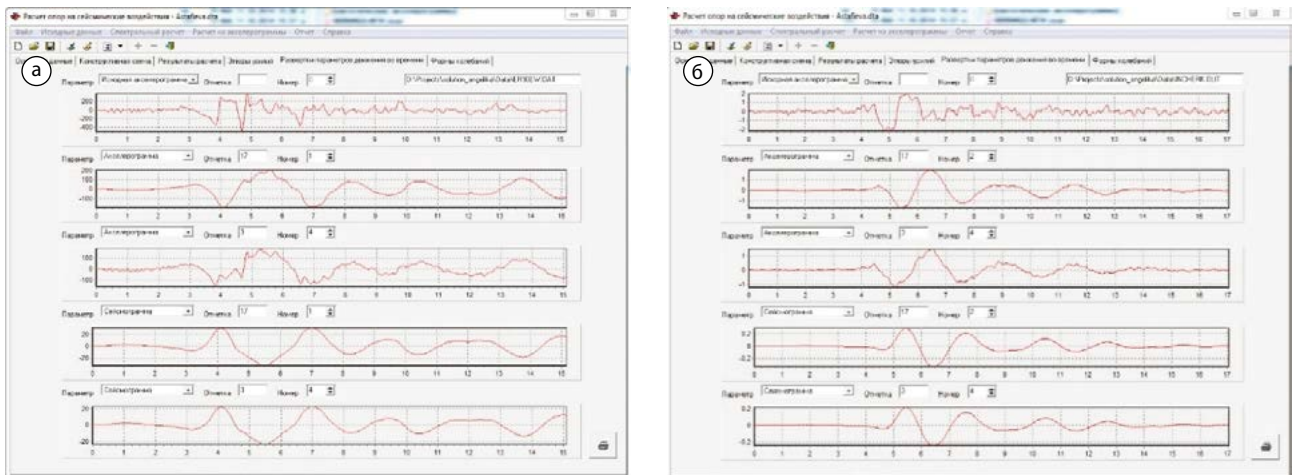


Рисунок 9 — Расчет по акселерограмме Эрзерум (а), расчет по акселерограмме Инчерк (б)

Figure 9 — Calculation by accelerogram Erzerum (a), Calculation by accelerogram Incherk (b)

для строительства комплексов рядом стоящих зданий такие системы в настоящее время пока не используются. Это связано с отсутствием опыта использования сейсмоизоляции под комплексами зданий и данных в современной нормативной документации по проектированию этой системы в условиях городской застройки.

На кафедре «Здания» ПГУПС проводятся исследования по возможности применения сейсмоизоляции для комплек-

са зданий. С этой целью был рассмотрен жилой квартал, опирающийся на платформу с сейсмоизолирующими опорными элементами (Рис.7).

Принятая расчетная схема исследуемого объекта представлена на рисунке 8. Для проведения расчета были заданы массы первого и второго конструктивных типов зданий, а также массы верхней фундаментной плиты и системы сейсмоизоляции, включающей сейсмоизолирующие опорные элементы и нижнюю

фундаментную плиту. Под нижней фундаментной плитой были расположены элементы, моделирующие свойства грунта.

Расчеты были выполнены с использованием спектрального метода. По выполненному спектральному расчету системы получены 4 формы колебаний, анализ которых показывает, что основное воздействие приходится на нижнюю часть здания, включающую систему сейсмоизоляции, в то время как само здание остается практически неподвижным.

Расчеты, выполненные по акселерограммам, показали, что сейсмоизоляция помогает снизить сейсмическое воздействие на здание на 1 балл. Некоторые результаты приведены на рисунке 9.

Предварительные расчеты показали, что такое решение может быть эффективно и может быть использовано как при строительстве отдельно стоящих зданий, так и при возведении целых комплексов жилых зданий.

Литература

1. Заалишвили В. Б. Сейсмическое микрозонирование территорий городов, населенных пунктов и больших строительных площадок. Москва: Наука. 2009. 350 с.
2. Белаш Т.А., Блинкова К. В., Капустянский С.М. Оценка степени влияния рядом стоящих зданий различных конструктивных решений при сейсмических воздействиях // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2011. №6. С.28-30.
3. Пат. на полезную модель RUS 95010, 09.03.2010. МПК: E04G 2304. Устройство для

- повышения сейсмостойкости сооружения / Белаш Т.А., Блинкова К.В.; зарегистр. 09.03.2010
4. Martelli A., Forni M. Seismic isolation and other anti-seismic systems: recent applications in Italy and worldwide, Seismic Isolation and Protection Systems (SIAPS), Mathematical Sciences Publishers (MSP), Berkeley, California. 2010. Vol. 1. N. 1. 2010. Pp. 75-123.
5. Zhou Y. Isolation Technology for Over-track Buildings with a Large Podium above Metro Lines / Y. Zhou // Beijing, China. 2008. Pp.1-100.
6. Zhou F. L. Earthquake tragedy and

- application of seismic isolation, energy dissipation and other seismic control systems to protect structures in China / F. L. Zhou // EAI. Energia, Ambiente e Innovazione. 2015. Vol 5. Pp. 23-30.
7. 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.
8. Смирнов В. И. Современная защита от землетрясений // Высотные здания. 2008. Вып.4. С.110-115.

References

1. Zaalishvili V.B. Seismic microzonation of cities, towns and large construction sites. Moscow: Science. 2009. 350 с.
2. Belash T.A., Blinkova K.V., Kapustynsky S.M. Assessment of the degree of influence of adjacent buildings of various constructive solutions during seismic effects // Earthquake engineering. Construction safety. 2011. №6. Pp.28-30.
3. Patent for utility model RUS 95010, 09.03.2010. MПК: E04G 2304. Device for enhancing seismic

- resistance of structures / Belash T.A., Blinkova K.V.; registered 09.03.2010.
4. Martelli A., Forni M. Seismic isolation and other anti-seismic systems: recent applications in Italy and worldwide, Seismic Isolation And Protection Systems (SIAPS), Mathematical Sciences Publishers (MSP), Berkeley, California. 2010. Vol. 1. N. 1. 2010. Pp. 75-123.
5. Zhou Y. Isolation Technology for Over-track Buildings with a Large Podium above Metro Lines / Y. Zhou // Beijing, China. 2008. Pp.1-100.
6. Zhou F. L. Earthquake tragedy and application

- of seismic isolation, energy dissipation and other seismic control systems to protect structures in China / F. L. Zhou // EAI. Energia, Ambiente e Innovazione. 2015. Vol 5. Pp. 23-30.
7. Smirnov V.I. Seismoizolytsiya – innovatsionnaya tehnologiya zashchity vysotnykh zdaniy ot zemletriasenii v Rossii i za rubezhom / Sb. 80 let TsNIISK im. V.A. Koucherenko. M.: 2007. P.24-32.
8. Smirnov V.I. Sovremennaya zashchita ot zemletriasenii // Vysotnye zdaniia. 2008. Vyp. 4. P.110-115.

Для цитирования: Белаш Т.А., Астафьева А.В. Использование сейсмоизоляции под комплексами рядом стоящих зданий // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2019. № 3. С. 17-21.

For citation: Belash T.A., Astafieva A.V. Use of Seismic Isolation Under Complexes of Close Standing Buildings. Seismostoykoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii [Earthquake engineering. Constructions safety], 2019, no. 3, pp. 17-21. (In Russian).

Уважаемые коллеги!

Информируем Вас о выходе в свет сетевого издания научно-технического журнала «Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений» «Earthquake engineering. Constructions safety».

Сетевое издание журнал «Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений» / «Earthquake engineering. Constructions safety» зарегистрирован Федеральной службой по надзору в сфере связи, информационных технологий и массовых коммуникаций (Роскомнадзор). Свидетельство о регистрации средства массовой информации: ЭЛ № ФС 77-72754 от 17.05.2018 года. ISSN 2618-9283 (online)

Сайт журнала: www.seismoconstruction.ru

Периодичность выпуска: 6 номеров в год.

Подписка на журнал оформляется на сайте. Стоимость подписки: 6 номеров-7200 рублей, 3 номера-3600 рублей. Возможно приобретение отдельных статей.



А.Г. Тяпин
доктор технических наук

АО «Атомэнергoproject», Москва, Россия

УДК 624.042.7

«Опасные направления сейсмического воздействия» в линейно-спектральных расчетах

Аннотация: Статья носит дискуссионный характер. Обсуждается получивший широкое распространение в отечественной практике линейно-спектральный расчет с выбором «опасных направлений сейсмического воздействия». Он проанализирован в сравнении с принятым в международной практике проектирования ядерных объектов «многокомпонентным» подходом. Показано, что при расчете на такое многокомпонентное сейсмическое воздействие, у которого разные компоненты имеют одинаковые спектры, оба подхода дают одинаковые результаты, хотя физически модели воздействия в них принципиально различны (статистически независимые компоненты в «многокомпонентном» подходе и полностью коррелированные компоненты в «направленном» подходе). Причина такого сходства результатов – в математической аналогии между использованием правила ККСК («корень квадратный из суммы квадратов») при суммировании максимумов статистически независимых функций,

с одной стороны, и использовании того же правила ККСК при суммировании модулей компонент вектора с целью получения модуля вектора. Допущение о совпадении спектров разных компонент не вызывает возражений применительно к горизонтальным компонентам. Однако при учете вертикальной компоненты сейсмического воздействия, имеющей другой спектр ускорений, «направленный» подход в своем изначальном виде неприменим. С другой стороны, для схожих по форме коэффициентов динамичности разных компонент (например, для массовых расчетов, в которых спектр вертикальных ускорений принимается по форме аналогичным спектрам горизонтальных ускорений с понижающим коэффициентом $2/3$), этот подход может быть легко модифицирован. Для этого надо применить огибание кривых коэффициентов динамичности, а также масштабировать коэффициенты участия всех собственных форм по вертикальному направлению.

Ключевые слова: сейсмическая реакция, линейно-спектральный расчет, модальный расчет во времени, опасные направления сейсмического воздействия.

Tyapin Alexander G.
Doctor of Technical Science, JSC "Atomenergoproject", Moscow, Russia

«Dangerous Directions of Seismic Excitation» in Linear Spectral Analysis

Abstract: This paper opens the discussion on the «dangerous directions of seismic excitation» concept. This concept is popular

for linear spectral analysis in our country. The author compares this approach with conventional «multi-component» approach used

in the international practice for nuclear structures. It is shown that in case all components of seismic excitation have similar response spectra, both approaches give similar results, in spite of the principal physical difference in excitations (no correlation between components in the «multi-component» approach versus full correlation in the «directional» approach). The reason of this similarity is a math analogy between SRSS (Square Root of Sum of Squares) rule used for (i) the combination of maximums for the statistically independent functions; (ii) combination of vector's components along orthogonal axes to get

absolute value of vector. Similarity of the component response spectra is commonly adopted for two horizontal axes. However, vertical component usually has different spectrum; therefore the «directional» approach in the initial form cannot be applied. On the other hand, if spectral shapes are not very different (e.g. for the widespread case when vertical spectrum is taken as 2/3 of horizontal spectrum), the «directional» approach can be easily modified. One has to envelop normalized spectral shape curves and also scale participation factors for all natural modes in vertical direction.

Keywords: seismic response, linear spectral method, modal analysis in the time domain, dangerous directions of seismic excitation.

В связи с проходящим в последнее время интенсивным обсуждением нормативных подходов и направлений их совершенствования автор хотел бы обсудить получившую большое распространение в отечественной практике и вошедшую в отечественные нормы концепцию выбора т.н. «опасных направлений сейсмического воздействия». Главным поводом для обсуждения является явная нефизичность такой концепции. Действительно, некоторые выделенные направления в пространстве, бесспорно, существуют для сооружения (если это не «сферический конь в вакууме»). Если бы какие-то физически выделенные направления существовали бы также и для сейсмического воздействия, можно было бы рассуждать об опасности совпадения этих направлений с выделенными направлениями для сооружения. Но в реальности у сейсмического воздействия выделенных направлений нет: вектор сейсмических ускорений трехкомпонентного воздействия за время землетрясения постоянно меняет свое направление в пространстве. С другой стороны, нефизичность расчетной модели – вовсе не приговор; автор знает множество примеров эффективного и корректного использования нефизичных подходов, да и сам их не раз использовал. Отличительной особенностью использования нефизичных моделей являются повышенные требования к обоснованию границ их применимости, а также к пониманию физического смысла всех используемых величин.

Дополнительным поводом для обсуждения является отсутствие подобных подходов в мировой практике. Опять же, сам этот факт – не приговор; однако он заставляет задуматься о причинах. Как показывает опыт автора, эффективные идеи обычно получают распространение; если они не заимствуются традиционным путем (через литературу), то «переоткрываются» независимо разными авторами. Почему за долгие годы существования концепции «выделенных направлений» этого не случилось? Хотелось бы разобраться.

Завершая вступительную часть, автор еще раз хотел бы подчеркнуть, что намерен провести именно «обсуждение, а не осуждение» рассматриваемой концепции. Общей методической базой для такого обсуждения является тезис о том, что линейно-спектральный расчет является надстройкой над модальным расчетом во времени. При решении нетривиальных вопросов необходимо «возвращаться» от спектрального расчета к модальному расчету во времени.

Обратимся к формулам. Хорошо известное уравнение движения платформенной модели в относительных

перемещениях при сейсмическом воздействии, заданном трехкомпонентным движением платформы, запишем в виде [1]

$$[M]\{\ddot{X}\} + [C]\{\dot{X}\} + [K]\{X\} = -[M][U]\{A^0\} \quad (1)$$

Здесь $[M]$, $[C]$, $[K]$ – матрицы соответственно инерции, демпфирования и жесткости системы размера $n \times n$ (n – число степеней свободы); $[U]$ – матрица размера $n \times 3$, показывающая статические смещения системы при единичных статических смещениях платформы по каждой из осей координат; $\{X\}$ – столбец относительных перемещений размера $n \times 1$; $\{A^0\}$ – вектор-столбец ускорений платформы размера 3×1 .

Далее применим модальное разложение относительных перемещений по собственным формам недемпфированной системы

$$\{X(t)\} = [\Phi]\{Y(t)\} \quad (2)$$

Здесь $[\Phi]$ – полная матрица собственных форм размером $n \times n$; $\{Y\}$ – столбец модальных перемещений размера $n \times 1$.

При подстановке (2) в (1) и умножении (1) слева на матрицу $[\Phi]^T$ получаем уравнение относительного движения в главных координатах недемпфированной системы

$$([\Phi]^T[M][\Phi])\{\ddot{Y}\} + ([\Phi]^T[C][\Phi])\{\dot{Y}\} + ([\Phi]^T[K][\Phi])\{Y\} = -([\Phi]^T[M][U])\{A^0\} \quad (3)$$

При нормировке собственных форм по массе три матричных произведения в левой части (3), стоящие в круглых скобках, принимают вид

$$\begin{aligned} [\Phi]^T[M][\Phi] &= [E] \\ [\Phi]^T[K][\Phi] &= \text{diag}[\Omega_j^2] \\ [\Phi]^T[C][\Phi] &\approx \text{diag}[2\lambda_j\Omega_j] \end{aligned} \quad (4)$$

Здесь E – единичная матрица; λ_j и Ω_j – модальный коэффициент демпфирования и собственная частота недемпфированной формы номер j .

В правой части (3) в круглых скобках стоит матрица коэффициентов участия

$$[Q] = [\Phi]^T[M][U] \quad (5)$$

С учетом диагональности всех матриц (4) матричное уравнение (3) распадается на n модальных скалярных уравнений для одномассовых осцилляторов

$$\ddot{y}_j + 2\lambda_j\Omega_j\dot{y}_j + \Omega_j^2y_j = -\{q_j\}\{A^0\} \quad (6)$$

Здесь $\{q_j\}$ – строка j матрицы $[Q]$, состоящая из трех коэффициентов участия формы j по осям координат.

Все эти уравнения хорошо известны и приведены здесь только для закрепления принятых в статье обозначений.

Усилия в системе при расчете во времени определяют из решения квазистатической задачи, в которой ко всем массам приложены инерционные силы, получаемые произведением абсолютных ускорений реакции на инерцию. Абсолютные ускорения реакции являются суммой относительных ускорений из левой части (1) и переносных ускорений. Модальное разложение относительных перемещений дано в (2), но модальное разложение можно провести также и для переносных перемещений, используя известную формулу «участия» собственных форм в жестких перемещениях:

$$[U] = [\Phi][Q] \quad (7)$$

Из линейности уравнения (6) следует, что модальная относительная реакция $y_j(t)$ является суммой масштабированных коэффициентами q_{jk} трех составляющих $z_{jk}(t)$ ($k=1,2,3$), каждая из которых определяется как относительная реакция того же одномассового осциллятора (6) на однокомпонентное воздействие $a_k(t)$. Тогда абсолютные (с учетом переносных) модальные ускорения равны

$$\ddot{y}_j(t) + \{q_j\} \{A^0(t)\} = \sum_{k=1}^3 q_{jk} [\ddot{z}_{jk}(t) + a_k(t)] \quad (8)$$

Для получения абсолютных модальных узловых ускорений, сумма которых определяет полные абсолютные узловые ускорения, модальные ускорения (8) умножаются на собственную форму $\{q_j\}$. Именно абсолютные модальные узловые ускорения определяют инерционные узловые нагрузки в каждый момент времени при квазистатическом расчете усилий.

Здесь есть нетривиальный момент, который превратно понимается многими даже опытными специалистами. Это непонимание начинается с базового модального разложения (2), поэтому вернемся сначала к нему и рассмотрим его геометрический смысл. Столбец узловых относительных перемещений в левой части (2) составлен из компонент векторов узловых относительных перемещений. Направления этих узловых векторов в пространстве все время меняются за время воздействия. В правой части (2) мы видим линейную комбинацию аналогичных по геометрическому смыслу столбцов $\{q_j\}$, составленных из компонент узловых векторов перемещений в собственных формах. Коэффициентами в этой линейной комбинации выступают модальные относительные перемещения в главных координатах $y_j(t)$. Принципиальное отличие каждого слагаемого столбца этой линейной комбинации от суммарного столбца в левой части состоит в том, что столбец $\{q_j\}$ не зависит ни от времени, ни от воздействия, – от них зависит только коэффициент $y_j(t)$. Таким образом, векторы модальных перемещений в узлах, в отличие от векторов суммарных (по всем формам) перемещений в узлах, не поворачиваются в пространстве – они как бы «пульсируют», т.е. меняют во времени только свой модуль и могут изменить свое направление в пространстве только на противоположное направление. Изменение ускорений сейсмического воздействия на платформе во времени по модулю и по направлению никак не влияет на направление

этих узловых модальных векторов в пространстве (за исключением изменения на противоположное направление)! Это относится как к относительным, так и к абсолютным модальным перемещениям, а также к модальным скоростям и ускорениям.

Инерционная нагрузка в узлах для квазистатического расчета усилий определяется произведением матрицы масс (не зависящей от времени) на абсолютные ускорения в узлах, а они, в свою очередь, определяются как линейная комбинация собственных форм (не зависящих от времени), с коэффициентами в виде модальных ускорений (8). Здесь от времени зависят только эти модальные ускорения. Линейно-спектральный метод является своего рода «надстройкой» над модальным методом, в которой использование реализаций по времени заменяется использованием максимальных по времени модулей. Максимальные по времени абсолютные модальные ускорения реакции согласно (8) можно записать в виде

$$\begin{aligned} \ddot{Y}_j &= \max_t |\ddot{y}_j(t) + \{q_j\} \{A^0(t)\}| = \\ &= \max_t \left| \sum_{k=1}^3 q_{jk} [\ddot{z}_{jk}(t) + a_k(t)] \right| \end{aligned} \quad (9)$$

Будем считать, что нам известны спектральные ускорения S_{jk} воздействия на рассматриваемой модальной частоте Ω_j при соответствующем модальном демпфировании λ_j для каждой компоненты k воздействия в отдельности:

$$S_{jk} = \max_t |\ddot{z}_{jk}(t) + a_k(t)| \quad (10)$$

Повторим, что из двух индексов индекс k обозначает номер компоненты воздействия, а индекс j относится к номеру формы – фактически он отвечает только за собственную частоту и демпфирование осциллятора (6).

Задача состоит в том, чтобы по известным спектральным ускорениям компонент воздействия (10) оценить максимальное абсолютное модальное ускорение (9). Здесь как раз и начинается разница между двумя рассматриваемыми в настоящей статье подходами.

Первый подход (условно назовем его «многокомпонентным») заключается в предположении о том, что три слагаемых реакции в круглых скобках под модулем в (9), порождаемые разными компонентами воздействия (т.е. разными значениями k), являются между собой статистически независимыми. Тогда максимум по времени от суммы вычисляется по максимумам по времени от отдельных слагаемых по правилу ККСК («корень квадратный из суммы квадратов»):

$$\ddot{Y}_j = \left(\sum_{k=1}^3 q_{jk}^2 S_{jk}^2 \right)^{1/2} \quad (11)$$

Этот подход, используемый в мировой практике проектирования ядерных объектов и подробно прописанный в Стандарте [1], можно считать более или менее физическим (записи свидетельствуют о статистической независимости компонент реального воздействия). В отечественной литературе он изложен в монографии А.Н.Бирбраера [2]. По сравнению с расчетом во времени на трехкомпонентную акселерограмму воздействия с теми же спектрами всех трех компонент, такой спектральный расчет является немного приближенным. Источник погрешности приближения таков:

и тезис о том, что три реакции на три статистически независимые компоненты являются статистически независимыми между собой, и применяемое, как его следствие, правило ККСК для суммирования максимумов не являются строгими применительно к каждой отдельной реализации случайного воздействия. Они носят статистический характер, а применительно к каждой отдельной акселерограмме дают некоторую «статистическую» погрешность.

Альтернативный подход условно назовем «направленным»; причина для такого названия станет ясна позже. Зафиксируем в пространстве некоторое направление единичного вектора $\{\mathbf{e}\}$, характеризуемое направляющими косинусами e_k ($k=1,2,3$). Пусть однокомпонентная акселерограмма $A(t)$ приложена вдоль этого вектора. Тогда три ее компоненты вдоль исходных осей координат записываются как

$$\{A^0(t)\} = \{\mathbf{e}\} A(t) \quad (12)$$

Подставляя (12) в (6), несложно показать, что в этом случае

$$\ddot{Y}_j = S_j^a \left\{ \{q_j\} \{\mathbf{e}\} \right\} \quad (13)$$

Здесь S_j^a – спектральное ускорение, полученное для $A(t)$ аналогично (10). Отметим, что в (13) слева стоит число, а в правой части – произведение числа (спектрального ускорения) и двух матриц (строки $\{q_j\}$ и столбца $\{\mathbf{e}\}$). В итоге перемножения матриц, разумеется, получается тоже число, но этот факт является следствием определенного размера матриц.

Выберем в пространстве такое направление единичного вектора $\{\mathbf{e}\}$ (назовем его «опасным» для рассматриваемой формы), при котором произведение (13) при фиксированных S_j^a и $\{q_j\}$ достигает максимума (из всех направлений $\{\mathbf{e}\}$), и вычислим этот максимум. Отметим, что вращение единичного вектора $\{\mathbf{e}\}$ в поисках опасного направления происходит не во времени: каждая ориентация этого вектора фиксируется на все время воздействия.

Отметим еще один важный и неочевидный факт: вращение единичного вектора $\{\mathbf{e}\}$ в пространстве не означает изменения направления приложения модальных инерционных нагрузок в узлах сооружения для выбранной формы при квазистатическом расчете усилий. Действительно, модальное ускорение в левой части (13), как отмечено выше, является скаляром (т.е. числом, а не матрицей). Для получения модальных узловых ускорений, определяющих модальную инерционную нагрузку, это число в дальнейшем умножается на столбец $\{\mathbf{f}\}$ узловых перемещений в рассматриваемой форме. Затем для получения инерционных нагрузок в узлах абсолютные ускорения в узлах умножаются на узловые массы. Направление инерционных модальных нагрузок в пространстве в каждом узле будет определяться именно перемещениями в этой собственной форме, а модальное ускорение (13) будет регулировать только модули этих нагрузок. Поворот единичного вектора $\{\mathbf{e}\}$ в пространстве в поисках опасного направления не изменяет собственную форму $\{\mathbf{f}\}$ и массы, поэтому от него будут зависеть только модули нагрузок, но не их направления в пространстве. Именно скалярный характер модального ускорения (13) дает возможность искать по его максимуму «опасное направление» единичного вектора.

«Как же так?» – спросит читатель. «Ведь мы легко представим себе очень жесткое сооружение, у которого ускорения во всех узлах будут просто равны ускорению на фундаменте. Вращение вектора ускорений воздействия на фундаменте приведет к точно такому же вращению векторов ускорений реакций во всех узлах – и инерционные нагрузки в узлах тоже будут поворачиваться соответственно повороту нагрузок на фундаменте!» Разрешение этого кажущегося парадокса дано автором выше в комментарии о принципах модального разложения. Все сказанное выше по поводу жесткого сооружения – сущая правда, но она относится только к суммарным по всем формам ускорениям и нагрузкам в узлах. Они действительно поворачиваются в пространстве при повороте вектора ускорений воздействия. Модальные же составляющие этих суммарных ускорений и нагрузок поворачиваться в пространстве не будут! Это относится как к расчетам во времени, так и линейно-спектральным расчетам.

Однако вернемся к реализации «направленного» подхода. Указанный выше выбор опасного направления единичного вектора $\{\mathbf{e}\}$ и вычисление соответствующего максимального модального ускорения (13) только на первый взгляд кажутся сложными. На самом деле, обе операции совсем несложно проделать, если заметить, что в правой части (13) стоит скалярное произведение вектора $\{\mathbf{e}\}$ на вектор $\{q_j\}^T$, составленный из трех коэффициентов участия рассматриваемой формы. Как известно, скалярное произведение двух векторов равно не только сумме произведений компонент этих векторов, но и произведению модулей этих векторов на косинус угла между ними. Это один из результатов аналитической геометрии. Очевидно, что при варьировании направления единичного вектора $\{\mathbf{e}\}$ максимум модуля его скалярного произведения на фиксированный вектор $\{q_j\}^T$ будет достигнут, когда направления двух перемножаемых векторов совпадут между собой (а косинус нулевого угла между ними станет равным единице). Таким образом, опасное направление вектора $\{\mathbf{e}\}$ – это просто направление вектора $\{q_j\}^T$, а максимальное значение скалярного произведения двух векторов при этом равно просто модулю этого вектора, т.е.

$$\max_e \ddot{Y}_j = S_j^a \left(\sum_{k=1}^3 q_{jk}^2 \right)^{1/2} \quad (14)$$

Сравним полученный результат (14) с (11). Мы видим, что результаты совпадут при условии, что все спектры отдельных компонент S_{jk} в (11) при разных k одинаковы между собой и равны спектру S_j^a в (14). Иными словами, оказалось, что вместо того, чтобы прикладывать по разным осям координат три статистически независимых компоненты акселерограммы с одинаковыми спектрами, достаточно приложить только одну компоненту с таким же спектром. Но приложить ее надо не по оси координат, а в некотором специальном «опасном» направлении, задаваемом коэффициентами участия формы (при этом для разных форм «опасные» направления будут разными). В этом «направленном» варианте акселерограмма воздействия тоже окажется в исходных осях трехкомпонентной, но эти три компоненты будут полностью коррелированы между собой, поскольку они связаны направляющими косинусами единичного век-

тора «опасного направления» с единым ускорением $A(t)$. Линейно-спектральные расчеты по двум методам с учетом разной корреляции между компонентами (нулевой в «многокомпонентном» методе и полной в «направленном» методе) приведут к одинаковым результатам, хотя воздействия физически будут разными. Расчеты во времени в «направленном» подходе дадут точно такой же результат, как спектральные расчеты, а в «многокомпонентном» подходе они дадут по сравнению с этим результатом некоторую разумную «статистическую» погрешность (см. выше).

Как же получилось, что явно нефизичная «направленная» модель привела к вполне разумному результату? Как и во всех других случаях с успешным использованием нефизичных моделей, один «грех» нефизичности здесь как бы разменивается на другой для получения разумного результата. В нашем случае нефизичная полная коррелированность компонент между собой в «направленном» подходе при прочих равных ведет к увеличению реакции (ср. правило ККСК для суммирования некоррелированных слагаемых с прямым суммированием модулей для коррелированных слагаемых). Но этот «завышающий» фактор в «направленном» подходе разменивается на другой фактор, - а именно, на нефизичное занижение модуля ускорения.

Продемонстрируем это наглядно. Действительно, если считать, что максимум модуля ускорений во втором («направленном») подходе равен a , то в первом («многокомпонентном») подходе он равен a по каждой компоненте, но эти максимумы по разным компонентам реализуются в «многокомпонентном» подходе в разные моменты времени. В тот момент, когда по одной компоненте достигается этот максимум, ускорения по другим компонентам не равны нулю. В первом приближении (правило 100-40-40) они в этот момент равны 0,4 a , что дает модуль вектора ускорений примерно 1,16 a . А ведь это еще не обязательно максимальный по времени модуль вектора (его максимум может достигаться вообще в другой момент времени), а только его оценка снизу. Так что мы видим явное и нефизичное занижение модуля ускорений воздействия в «направленном» подходе (по сравнению с «многокомпонентным» подходом), но вместе с отмеченным выше нефизичным завышением взаимной корреляции компонент воздействия оно дает, как мы видели, очень хороший результат в рассматриваемом случае.

Фактически в «направленном» подходе использована математическая аналогия между вычислением максимума модуля суммы статистически независимых функций по максимумам модулей отдельных слагаемых по правилу ККСК, с одной стороны, и модуля вектора по модулям отдельных его компонент, с другой стороны, - здесь используется то же правило ККСК.

Теперь обсудим правомерность тезиса о равенстве спектров ускорений отдельных компонент воздействия применительно к практике. Сразу отметим, что по отношению к двум горизонтальным компонентам этот тезис является общепринятым (по крайней мере, в массовых расчетах). Автору приходилось встречать не так много работ, где рассчитывались бы объекты в эпицентральных зонах в единой расчетной модели вместе с очагами землетрясений, - там воздействия на сооружения по двум горизонтальным осям различались между собой с учетом протяженности и ори-

ентации разломов. Но это, скажем так, в расчетной практике пока экзотика. Таким образом, если ограничиваться расчетами на горизонтальные компоненты сейсмического воздействия с одинаковыми спектрами по двум осям, то «направленный» подход дает точно такие же результаты, как и «многокомпонентный».

При этом нет никакой нужды заставлять сейсмологов ради «направленного подхода» рассчитывать модули ускорений по записям отдельных компонент. И дело не в заботе автора о сокращении хлопот сейсмологов - просто в «направленном» подходе в опасном направлении, как мы видели, будет прикладываться однокомпонентное воздействие со спектром, заданным сейсмологами изначально для одной горизонтальной компоненты, а не для модуля ускорений. Как отмечалось выше, дело не в физической, а в математической аналогии (модуль вектора ускорения по записям - физическая величина; здесь же нам нужна как раз нефизичная заниженная величина, чтобы компенсировать погрешность от нефизичной завышенной коррелированности компонент). Так что привязка шкал интенсивности к ускорениям горизонтальной компоненты (а не к модулям) не должна ставиться под вопрос при использовании «направленного» подхода.

Теперь отдельно обсудим вопрос о вертикальной компоненте сейсмического воздействия. Сразу заметим, что приравнять спектры вертикальных ускорений и спектры горизонтальных ускорений физически нельзя. Для дальних (по отношению к площадке) землетрясений при отсутствии подробной информации в атомных нормах [1] по умолчанию принято считать спектры вертикальной компоненты подобными спектрам одной горизонтальной компоненты с понижающим коэффициентом 2/3. Это эквивалентно принятию общего коэффициента динамичности $\beta(T)$ для всех трех компонент при понижении пикового ускорения в вертикальном направлении.

Положим теперь, что мы рассматриваем именно такой типовой случай:

$$S_{jk} = \beta(T_j) A_k; \quad A_k = \max_t |a_k(t)|, \quad (15)$$

$$k = 1, 2, 3; \quad A_2 = A_1; \quad A_3 = (2/3) A_1$$

Тогда (11) превратится в

$$\ddot{Y}_j = \beta(T_j) A_1 (q_{j1}^2 + q_{j2}^2 + \frac{4}{9} q_{j3}^2)^{1/2} \quad (16)$$

Сравнивая (16) с (14), мы видим, что «направленный» подход даст правильный результат и при наличии вертикальной компоненты сейсмического воздействия, пропорциональной горизонтальным компонентам с коэффициентом 2/3, но только если коэффициенты участия всех форм по вертикальной оси умножить на 2/3.

Для ближних (по отношению к площадке) землетрясений вертикальная компонента обычно больше по максимальным ускорениям (отмечены случаи, когда в эпицентральной зоне максимальные вертикальные ускорения даже превышали горизонтальные). Однако при этом и формы спектров для вертикальной компоненты другие - эти спектры обычно заметно более высокочастотные, чем для горизонтальных компонент. Это связано с тем, что в эпицентральных зонах за вертикальные ускорения отвечают продольные волны, а за горизонтальные ускорения - поперечные волны. У них раз-

ная скорость распространения, и поэтому разное затухание на одинаковых расстояниях (что важно для высокочастотных компонент). С учетом всего этого «направленческий» подход может быть приближенно использован, только если обогнуть спектры горизонтальных и вертикальных ускорений.

Подчеркнем, что огибание спектров в данном случае совсем не эквивалентно огибанию коэффициентов динамичности (КД), что пытаются вместо огибания спектров предлагать некоторые специалисты. Можно показать, что спектр ускорений есть произведение КД на максимальный по времени модуль ускорения. Если у нескольких огигаемых спектров максимальные ускорения одинаковы между собой, огибание спектров действительно эквивалентно огибанию коэффициентов динамичности. Но в нашем случае это как раз не так: при различии максимальных ускорений по вертикали и по горизонтали в полтора раза (по умолчанию) огибание коэффициентов динамичности изрядно добавит неоправданного, на взгляд автора, консерватизма не за счет различия в формах кривых КД, а за счет умножаемых на КД максимальных ускорений. Такой консерватизм останется даже в том гипотетическом случае, когда КД по всем направлениям будут одинаковы.

Если по каким-то причинам (скажем, в силу особенностей применяемых расчетных программ) необходимо использовать «направленческий» подход для воздействия, у которого спектр вертикальной компоненты отличается от спектра горизонтальных компонент и по форме, и по максимальному ускорению, напрашивается некоторое комбинированное решение с разделением максимальных ускорений и коэффициентов динамичности. Коэффициенты динамичности можно обогнуть по трем направлениям (или по двум, если в двух горизонтальных направлениях спектры одинаковы), а разницу в максимальных ускорениях использовать для масштабирования коэффициентов участия, как это сделано выше. Огибание КД соответствует огибанию спектров с одинаковым максимальным ускорением (единичным для всех КД), поэтому оно вполне разумно.

Оппоненты упрекают автора в том, что рассматриваемый им «направленческий» подход – это совсем не то, что заложено в отечественные нормы. Разберемся с этим подробнее. В СНиП II-7-81* [3] направляющих косинусов «опасного направления» не было – там вообще был расчет на однокомпонентное воздействие. Судя по всему, первый документ, где эти косинусы появились, – это СП 31-114-2004 [4]. Но мы возьмем для обсуждения более поздний документ – нормы СП 14.13330.2014 [5]. Модальная инерционная нагрузка по форме i , приложенная в узле конструкции k по направлению j , описывается формулой (2) (нумерация оригинала), которую мы выпишем в обозначениях оригинала:

$$S_{0ik}^j = m_k^j A \beta_i K_\psi \eta_{ik}^j \quad (17)$$

Последний множитель в этой формуле описывается формулой (5) (нумерация оригинала), которую мы тоже выпишем в обозначениях оригинала:

$$\eta_{ik}^j = \frac{U_{ik}^j \sum_{p=1}^n \sum_{l=1}^3 m_p^l U_{ip}^l r_l}{\sum_{p=1}^n \sum_{j=1}^6 m_p^j (U_{ip}^j)^2} \quad (18)$$

Сделаем к этим формулам несколько комментариев.

1. Явно неправильно использование индекса j для суммирования в знаменателе нормативной формулы (18), т.к. этот индекс уже используется в числителе и в левой части как свободный (т.е. такой индекс, по которому в числителе суммирование не проводится). Это редакционное замечание надо будет учесть при следующей правке – просто заменить индекс в знаменателе.

2. Нормативные формулы (17) и (18) традиционно используют гипотезу о том, что матрица масс является диагональной. В этом смысле они уступают в общности формулам с матричным перемножением типа формулы (5). В настоящее время диагональные матрицы масс в расчетной практике используются редко, так что здесь надо будет подправить формулы. Это тоже легко будет сделать при следующей правке норм.

3. С другой стороны, формула (18) не использует предположение о нормировке форм по массе – в этом смысле эта формула формально является более общей, чем матричные формулы, приведенные в начале статьи. В знаменателе (18) с учетом диагональности матрицы масс стоит (в обозначениях автора, использованных в первой части статьи) произведение $\{\varphi_i\}^T [M] \{\varphi_i\}$, которое для нормированных по массе форм согласно первой формуле (4) равно единице. Если после вычисления собственной формы i это произведение оказалось отлично от единицы, все перемещения в указанной форме «нормируются по массе», т.е. делятся на квадратный корень из этого произведения. Примем эту нормировку для дальнейших рассуждений – она принципиально ничего не меняет, но сокращает громоздкие формулы.

Перепишем формулу (17) с подстановкой в нее (18), несколько изменив порядок сомножителей и суммирования. Коэффициент K_ψ в (17) примем единичным – это в нашем случае не ограничит общности рассуждений.

$$S_{0ik}^j = m_k^j U_{ik}^j \left\{ \sum_{l=1}^3 (A \beta_l) \left[\sum_{p=1}^n U_{ip}^l m_p^l \right] r_l \right\} \quad (19)$$

Отметим, что в фигурных скобках в правой части (19) стоит объект с единственным свободным индексом i , описывающим номер формы, – это аналог модального спектрального ускорения (13). Покажем, что этот объект не просто аналогичен, а тождественен (13).

В круглых скобках в правой части (19) стоит спектральное ускорение, которое в (13) обозначалось S_j^a (там индекс j описывал номер формы). В квадратных скобках в правой части (19) стоит некий объект со свободными индексами i и l , который мы представим в виде строки $\{d_i\}$, состоящей из трех элементов d_{il} ($l=1,2,3$). Эта строка в (19) матрично перемножается со столбцом $\{r_l\}$, составленным из трех направляющих косинусов r_l ($l=1,2,3$). Столбец узловых инерционных нагрузок для рассматриваемой формы i , получаемый перебором в (19) узлов k и направлений j , в матричном виде запишется в форме

$$\{F_{0i}\} = [M] \{\varphi_i\} (S_i^a \{d_i\} \{r\}) \quad (20)$$

Сравнивая выражение в круглых скобках в правой части (20) с модальным ускорением (13), мы видим, что осталось доказать только тождество строк $\{q_i\}$ в (13) и $\{d_i\}$ в (20).

Из (5) следует, что

$$q_j^l = \{\phi_j\}^T [M] \{U^l\} \quad (21)$$

Здесь $\{U\}$ – вектор узловых статических смещений при статическом поступательном смещении платформы на единицу по направлению l . Понятно, что этот столбец будет состоять из единиц (узловые смещения каждого узла в направлении l) и нулей (все остальные смещения). После умножения этого столбца на диагональную матрицу $[M]$ мы получим такой же по структуре столбец с точки зрения расположения в нем нулей, но вместо единицы для каждого узла p будет стоять масса m_p . При умножении этого столбца на строку транспонированной формы мы получим в точности то же выражение, которое в правой части (19) стоит в квадратных скобках.

Итак, мы показали, что нормативный подход тождественен тому подходу, который ранее был назван автором «направленческим». Это означает, что в нормативном подходе, что бы ни говорили его авторы, все компоненты воздействия физически полностью коррелированы друг с другом. Действительно, уже само по себе простое суммирование спектральных величин по направлениям воздействия, как оно проводится в формуле (19) по индексу l , физически эквивалентно допущению о том, что максимумы реакции (т.е. спектральные ускорения) достигаются одновременно. В противном случае (если компоненты статистически независимы и максимумы достигаются не одновременно) суммирование максимумов должно проводиться по другим правилам (например, ККСК или 100-40-40).

При этом задача выбора опасного направления для каждой формы, как показано выше, легко решается аналитически. Таким образом, в нормах нет никаких причин требовать от расчетчика самостоятельного определения или назначения опасных направлений – в формуле для нагрузки (18) можно сразу указать максимальный результат по каждому модальному ускорению, вычисленный для опасного направления. Более того, произвольная фиксация направления воздействия (будь то по осям сооружения или как-то еще, но не согласно коэффициентам участия формы) с дальнейшим использованием нормативных формул, использующих направляющие косинусы, приведет к неконсервативным результатам. Причина этого неконсерватизма в том, что совпадение результатов нефизичного «направленческого» подхода с результатами физичного многокомпонентного подхода достигается, как мы видели, только при правильном выборе действительно самого опасного направления для каждой формы.

Перейдем к выводам. Получивший широкое распространение в отечественной практике и вошедший в отечественные нормы линейно-спектральный расчет с выбором «опасных направлений сейсмического воздействия» [5] проанализирован в сравнении с принятым в международной практике проектирования АЭС «многокомпонентным» подходом [1]. При этом «направленческий» подход рассматривается с учетом выбора для каждой формы действительно «опасного» направления однокомпонентного воздействия в пространстве, обеспечивающего максимум модального ускорения реакции. Такой выбор «опасного» направления, как и вычисление соответствующего ему «опасного» мо-

дального ускорения, на самом деле, легко выполняется с учетом правил аналитической геометрии.

Показано, что при расчете на многокомпонентное воздействие с одинаковыми спектрами по всем компонентам оба подхода дают одинаковые результаты, хотя физически модели сейсмического воздействия в них различны (статистически независимые компоненты в «многокомпонентном» подходе и полностью коррелированные компоненты в «направленческом» подходе). Причина такого сходства результатов – в математической аналогии между использованием правила ККСК при суммировании максимумов статистически независимых функций, с одной стороны, и использовании того же правила ККСК при суммировании модулей компонент вектора.

Однако при учете вертикальной компоненты сейсмического воздействия, имеющей другой спектр ускорений, отличный от спектров горизонтальных компонент, «направленческий» подход в своем изначальном виде неприменим. С другой стороны, для массовых расчетов, в которых спектр вертикальных ускорений принимается по форме аналогичным спектрам горизонтальных ускорений с понижающим коэффициентом 2/3, «направленческий» подход может быть легко модифицирован путем соответствующего масштабирования коэффициентов участия всех собственных форм по вертикальному направлению. Для более общего случая можно рекомендовать комбинированный подход, когда разница в максимальных ускорениях компонент используется для масштабирования коэффициентов участия форм в вертикальном направлении, а коэффициенты динамичности огибаются по вертикальному направлению и горизонтальным направлениям.

Отсюда вытекает ряд очевидных поправок к традиционным нормативным формулам, задающим инерционные узловые модальные нагрузки при спектральном расчете. По-новому осмыслена привязка максимальных ускорений к шкале интенсивности: оказывается, правильной для нормативного подхода является привязка к интенсивности не максимального модуля вектора ускорений в пространстве, а максимального модуля горизонтальной компоненты ускорений.

Отметим, что все рассуждения в настоящей статье проводились для реакции по одной выделенной форме. Стоящее за этим неявное допущение состоит в том, что усилия по разным формам при однокомпонентном воздействии в многокомпонентном подходе суммируются по правилу ККСК (корня квадратного из суммы квадратов), а в нормативном подходе они суммируются по правилу ККСК без ограничения на однокомпонентность воздействия. Однако для этого необходимо, прежде всего, чтобы все собственные частоты были бы в достаточной степени (более чем на 10%) разнесены друг от друга. Еще одно условие для такого суммирования – достаточно полный учет высших форм (без использования остаточного члена). Только в этом случае можно делать выводы об усилиях (а именно усилия определяют консерватизм расчетов), основываясь на сравниваемых в настоящей статье максимальных модальных ускорениях реакции по каждой форме в отдельности.

Случаи близких собственных частот и использование остаточного члена заслуживают отдельного рассмотрения

применительно к оценке применимости «направленческого» подхода. Автор надеется продолжить работу в этом направлении. После этого можно будет делать более общие выводы о потенциальных выгодах и о применимости «направленного» подхода по сравнению с «многокомпонентным» подходом. Пока же первые результаты сравнения показывают, что «направленный» подход при всей своей нефизичности способен давать хорошие результаты, хотя и не всегда. По сравнению с «многокомпонентным» подходом «направленный» подход позволяет для выбранной

формы вместо трех реакций (по разным направлениям воздействия) вычислять одну реакцию (по «опасному» направлению воздействия). Впрочем, это необязательно ведет к тройному сокращению объема расчетов: большинство современных программ не будут решать одну и ту же систему заново «с нуля».

Автор понимает, что затрагивает тему, которую многие считают закрытой классиками много лет назад. Он готов выслушать критику и приглашает коллег к публичному обсуждению.

Автор хотел бы выразить благодарность к.т.н. Елене Викторовне Позняк, дискуссия с которой привела к появлению настоящей статьи. Страница формул дает больше для понимания, чем пять страниц словесных реплик.

The author would like to express my gratitude to Ph.D. Elena Poznyak, the discussion with which led to the appearance of this article. The formula page provides more for understanding than five pages of verbal cues.

Литература

1. *Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and Commentary*. ASCE4-98. Reston, Virginia, USA. 1999.
2. Бирбраер А.Н. Расчет конструкций на

- сейсмостойкость. СПб.: Наука, 1998. 255 с.
3. СНиП II-7-81* «Строительство в сейсмических районах» / Минстрой России. М.: ГП ЦПП. 1995.
 4. СП 31-114-2004 «Правила проектирования жилых и общественных зданий для строи-

- тельства в сейсмических районах». М.: ЦНИИСК им. Кучеренко. 2005.
5. СП 14.13330.2014 «Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81*». М.: ФАУ ФЦС. 2014.

References

1. *Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and Commentary*. ASCE4-98. Reston, Virginia, USA. 1999.
2. Beerbraer A.N. Raschet konstruktsii na

- seismostoikost'. SPb.: Nauka, 1998. 255 p.
3. SNiP II-7-81* «Stroitel'stvo v seismicheskikh raionah» / Ministroi Rossii. M.: GP TSP. 1995
 4. SP 31-114-2004 «Pravila proektirovaniia zhilykh i obshchestvennykh zdaniy dlya stroitel'stva

- v seismicheskikh raionah». M.: TSNIISK im. V.A. Kucherenko. 2005.
5. SP 14.13330.2014 «Stroitel'stvo v seismicheskikh raionah. Aktualizirovannaya redaktsiia SNiP II-7-81*». M.: FAU FTSS. 2014.

Для цитирования: Тяпин А.Г. «Опасные направления сейсмического воздействия» в линейно-спектральных расчетах // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2019. № 3. С. 22-29.

For citation: Tyapin A.G. «Dangerous Directions of Seismic Excitation» in Linear Spectral Analysis. Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii [Earthquake engineering. Constructions safety], 2019, no. 3, pp. 22-29. (In Russian).



PROHITECH 2020

4th International Conference on Protection of Historical Constructions

We are pleased to announce the organization of the fourth edition of the International Conference on Protection of Historical Constructions (PROHITECH 2020) to be held in Athens, Greece.

Visit the Conference website:
prohitech2020.org

Contact the Conference Secretariat:
info@prohitech2020.org



Ю.И. Немчинов
доктор технических наук, профессор,
первый заместитель директора по научной работе ГП НИИСК

ГП НИИСК, Киев, Украина

УДК 624.042.7

Сейсмостойкость высотных зданий. Международные достижения и украинский опыт

Аннотация: Представлены результаты исследований, выполненных в ГП НИИСК по вопросам проектирования высотных зданий в сейсмических районах. Проведено обобщение международного опыта проектирования высотных зданий и сооружений. Дано обобщение методов определения сейсмической нагрузки в

различных странах и рекомендаций по проектированию высотных зданий. Рассмотрены примеры возведения высотных зданий в Киеве, в сейсмических районах Украины и ряде зарубежных стран. Подробно анализируются современные конструктивные системы, применяемые для строительства высотных зданий.

Ключевые слова: высотные здания, сейсмические воздействия, сейсмостойкость, ветровые воздействия, динамические характеристики.

Nemchynov Yu. I., Doctor of Technical Science, Professor, First Deputy Director, The State Research Institute of Building Constructions, Kyiv, Ukraine

Seismic Resistance of High-rise Buildings. International Achievements and ukrainian Experience

Abstract: The results of the research carried out at the NIISK on the design of high-rise buildings in seismic regions are presented. A generalization of the international experience in the design of high-rise buildings and construction was carried out. A generalization of methods for determining the seismic load in different countries

and recommendations for the design of high-rise buildings is given. Examples of the construction of high-rise buildings in Kiev, in seismic regions of Ukraine and a number of foreign countries are considered. The modern design systems used for construction of high-rise buildings are analyzed in detail.

Keywords: high-rise buildings, seismic effects, seismic resistance, wind effects, dynamic characteristics.

1. Опасные инженерно-геологические и сейсмические условия территории Украины

К сейсмически опасным районам Украины относятся: Одесская и Черновицкая области; Львовская, Ивано-Франковская и Тернопольская области; Кировоградская и Винницкая области; часть Донбасского региона. Последние сильные землетрясения здесь произошли в 1927, 1940, 1977, 1986, 1990 и 1995 годах. В целом, 40% территории Украины может быть охвачено непосредственным влиянием опасных сейсмических событий и до 70% воздействием землетрясений с подтоплением, оползнями, подработкой и другими инженерно-геологическими процессами.

В западных регионах Украины периодически происходит активизация опасных геологических процессов: оползней, селей, речной эрозии берегов. В сейсмических районах Ивано-Франковской области 69 оползней. Во Львовской области в активной стадии более 70 оползней. В Черновицкой области – 123 оползня. В Киеве – около 100 оползней. В Одесской области – 650 оползней. Наблюдается тенденция к развитию процессов подтопления территории. Работы на территории Украины по защите населения от сейсмической опасности регламентируются рядом нормативных документов [1, 2, 3, 4].

Уровни сейсмического воздействия территории Украины закреплены в Государственных нормах «Строительство в сейсмических районах Украины» [1] в виде Карт общего сейсмического районирования ОСР-2004:

- карта ОСР-2004 «А» соответствует 10% вероятности превышения расчётной сейсмической интенсивности в течение 50 лет и средним периодам повторяемости таких интенсивностей 1 раз в 500 лет;
- карта ОСР-2004 «В» соответствует 5% вероятности превышения расчётной сейсмической интенсивности в течение 50 лет и средним периодам повторяемости таких интенсивностей один раз в 1000 лет;
- карта ОСР-2004 «С» соответствует 1% вероятности превышения расчётной интенсивности в течение 50 лет и средним периодам повторяемости таких интенсивностей один раз в 5000 лет.

Нормы Украины (редакция 2014 г.) по сравнению с первой редакцией Норм 2006 г. имеют ряд особенностей:

- установлено однозначное соответствие между классом последствий (ответственности) и применяемыми картами сейсмического районирования ОСР-2004.
- на основе выполненного обобщения международных данных предложены дифференцированные показатели междуэтажных перекосов этажей в зависимости от уровней сейсмических воздействий, соответствующих Слабым (СЗ), Проектным (ПЗ) и Максимальным расчётным землетрясениям (МРЗ);
- переработан раздел ДБН «Гидротехнические сооружения».
- введен новый раздел «Откосы». Для потенциально разжижаемых грунтов требуется проверка на сдвиг, особенно в водонасыщенных грунтах;
- принято обязательное требование к расчёту систем сейсмоизоляции конструкций с применением прямых динамических расчётов и акселерограмм землетрясений.

2. Высотное строительство в странах СНГ

Два здания высотой в 28 этажей в сейсмической зоне Казахстана (г. Алматы) в районе интенсивностью 9 баллов возводились по проекту американских фирм [17], а дублирующие расчёты выполнялись в Японии [5]. В последующие годы проверка сейсмостойкости осуществлялась институтом КазНИИСА с использованием возбуждения колебаний с помощью мощной вибромашины [6, 11]. Опыт возведения высотных сооружений в сейсмических зонах Казахстана отражён в Строительных нормах и правилах Республики Казахстан [18].

Специфика высотного строительства учтена в Нормах при определении сейсмических нагрузок по спектральному методу введением в общую формулу коэффициента K_3 , по формуле $K_3 = 1,0 + 0,06(p-5)$, где p – количество этажей в здании. Максимальное значение этого коэффициента ограничивается величиной 1,8 (для стеновых, каркасно-стеновых и рамно-связевых систем) и величиной 2,0 (для других конструктивных систем).

В Москве высотки начали проектировать и строить специалисты, не имеющие специального опыта проектирования высотных сооружений. Изучив опыт строительства небоскрёбов в США, принято решение, что для проектирования высотных зданий необходимо иметь международный сертификат. Российский опыт высотного домостроения обобщён в монографии [7], Московских строительных нормах МГСН 4.19-05 [8,9], работах Ю.Г. Граника [10], С.В. Николаева [22] и других.

В Санкт-Петербурге применительно к высотным домам разработаны Территориальные строительные нормы ТСН 31-332-2006 [12] и Рекомендации РМД 31-04-2008 [13]. В Минске (Республика Беларусь) принят Технический Кодекс по высотным зданиям ТКП 45-3.02-108-2008 [14], в Республике Казахстан – СНиП РК 2.03-30-2006 [18].

3. Высотное строительство в Киеве

Начиная с 2004-2005 г.г. в Украине высокими темпами развивается высотное строительство. Применяются новые конструктивные системы и методы возведения зданий, разрабатываются нормы проектирования высотных зданий [3]. Первоначально для строительства высотных сооружений применялась преимущественно конструктивная система в виде «безригельного каркаса» и осуществлялось монолитное возведение конструкций на стройплощадке.

Следует отметить, что учёт высотности при определении сейсмических нагрузок в первой редакции Норм Украины по сейсмостойкому строительству [19] аналогичен принятому в Казахстане. Он основан на международном опыте проектирования высотных сооружений в связи с рядом известных факторов, обусловленных спецификой высотного строительства:

- в нормах зарубежных стран для высотных зданий расчёт на особые сочетания нагрузок, включая сейсмические, рекомендуется учитывать два вида сейсмических воздействий: нагрузки, возникающие за период эксплуатации здания (50-100 лет); этим нагрузкам соответствуют слабые землетрясения; нагрузки, соответствующие уровню воздействия землетрясения за период 2475 – 5000 лет; таким нагрузкам соответствуют максимальные расчётные землетрясения.

Соответственно, нагрузки отличаются в 1,5 – 2 раза. Высотные здания обладают меньшими резервами несущей способности вследствие низких декрементов колебаний.

Нормы рекомендуют проводить при проектировании расчёты высотных зданий по двум независимым программным комплексам.

В украинском ДБН В.1.1-12:2014 [1] расчётное значение горизонтальной сейсмической нагрузки S_{ki} , приложенной к точке k , соответствующее i -й форме собственных колебаний здания, определяется по формуле:

$$S_{ki} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot S_{0ki}, \quad (1)$$

где k_1 – коэффициент, учитывающий неупругие деформации и локальные повреждения элементов здания, принимается по таблице 6.3 ДБН В.1.1-12:2014;

k_2 – коэффициент, учитывающий тип и назначение здания (сооружения) – принимается по Таблице 6.6 ДБН В.1.1-12:2014 и используется независимо от коэффициента надёжности по ответственности γ_n согласно ДБН 1.2-14;

k_3 – коэффициент учитывает этажность здания свыше 5 этажей и определяется по формуле:

$$k_3 = 1 + 0,04 \cdot (n - 5), \quad (2)$$

где n – количество этажей в здании.

Максимальное значение k_3 принимается не более 1,6 (в том числе для рамных, рамно-связевых и связевых систем), а для стеновых и каркасно-стеновых конструктивных систем – не более 1,5. Таким образом, снижение горизонтальной сейсмической нагрузки по украинским Нормам на высотные сооружения ниже на 15-20%.

Начало высотному строительству в Киеве было положено возведением шести жилых башен высотой в 34 этажа на Троєщині, которое осуществил концерн «Укрмонолітспецстрой».

Украинские Нормы [3] распространяются на проектирование новых высотных жилых и общественных зданий высотой от 73,5 до 100 м. включительно. Проектирование общественных зданий с условной высотой более 100 м. разрешается выполнять как проектирование объектов экспериментального строительства в соответствии с индивидуальными техническими требованиями, которые утверждает Минрегионстрой Украины.

(Вопросы научно-технического сопровождения высотных зданий и зданий, в проекте которых имеются отклонения от требований строительных норм, определены распоряжениями Госстроя Украины).

В этом случае проектирование высотных зданий может быть осуществлено как проектирование объектов экспериментального строительства с разработкой специальной «Программы научно-технического сопровождения» [4]. До начала проектирования необходимо решить следующие задачи:

- провести оценку инженерно-геологических, гидрологических условий и выполнить микросейсмическое районирование площадки;
- выполнить анализ эскизного проекта на предмет возможности его реализации при разработке последующей стадии проектирования и строительства в сейсмической зоне;

- провести численные исследования пространственной модели сооружения и разработать рекомендации по конструированию фундаментов и элементов верхнего строения с целью обеспечения сейсмостойкости;
- для проверки проектных решений привлечь независимую специализированную организацию.

В данной статье рассматриваются особенности обеспечения сейсмостойкости высотных зданий, исключая технологические и экономические аспекты, относящиеся к проблемам:

- функционального назначения здания;
- пожарной безопасности, средств пожаротушения и схем эвакуации при пожаре;
- методам возведения и работе технологического оборудования;
- эксплуатации построенных зданий, включая ограничение шума и вибраций;
- долговечности и работоспособности лифтового хозяйства;
- устройства систем отопления, водоснабжения, канализации и т.п.;
- оценки экономической и энергоэффективности объекта строительства и другие.










Среди конструктивных проблем обеспечения сейсмостойкости высотных зданий следует в обязательном порядке рассмотреть:

- оценку инженерно-геологических и сейсмологических условий площадки строительства;
- требования о необходимости проверки на сейсмостойкость зданий высотой более 100 м., при этом, в зависимости от категории грунтов по сейсмическим свойствам и количества постоянно проживающих в здании, в несейсмических районах расчётная сейсмичность может составлять 5, 6 или 7 баллов;
- проведение дублирующих расчётов конструкций по двум независимым программным комплексам;
- расчёты на прогрессирующее обрушение, которые должны выполняться на предварительной стадии проектирования;
- возможность «продувки» модели здания в аэродинамической трубе с целью уточнения влияния ветровых нагрузок на конструкции здания и оценку их распределения по фасадному профилю;
- проведение микросейсмического районирования строительной площадки;
- выполнить мониторинг и другие аспекты строительного проектирования.

В Киеве Государственные строительные нормы Украины по высотным зданиям ДБН В.2.2-24:2009 [3] применяются при проектировании жилых и общественных зданий уже более девяти лет. В них содержатся рекомендации к архитектурно-планировочным решениям, конструктивной части здания, инженерному обеспечению, энергосбережению, санитарно-эпидемиологическим вопросам, защите от шума, вопросам пожарной безопасности и организации строительства. Однако, по прошествии девяти лет ДБН уже нуждаются в переработке.

Особенности архитектурного проектирования высотных зданий в Киеве рассмотрены в монографии Л.М. Ковальского и др. [15].

Таблица 1 — Список 10 зданий, построенных в Киеве (высотой выше 100 м)

№	Название	Фото-графия	Высота здания, м.	Количество этажей	Годы строительства	Примечание
1	ЖК «Кловский»		168	48	2008 – 2012	Самое высокое здание Украины
2	БЦ «Гулливвер»		160	35	2003 – 2012	Без учета шпиля высота составляет 141,2 м
3	БЦ «Парус»		150	33	2004 – 2007	Без учёта шпиля высота составляет 133,1 м
4	ЖК «Корона № 2»		128	38	2006 – 2008	
5	Здание Апелляционного суда в Киеве		127	27	1978 – 2006	Здание строилось 28 лет.
6	Здание Министерства инфраструктуры Украины		120	28	1974 – 1986	В 2003 году здание реконструировалось. С учётом установленной антенны, общая высота здания составила 28 этажей
7	ЖК на проспекте Соборности, 21В		~114	36	2012 – 2015	
8	БЦ «101 Tower»		113,6	27	2009 – 2012	В 2010г. кол-во этажей снижено с 34 до 27. Неровность рельефа стала причиной разной высоты: с 116,1м до 113,6 м. В 2012 г. на 7 эт. случился местный пожар
9	Серебряный Бриз № 1 и № 2		111,1	32	2002 – 2010	С учетом высоты антенны высота здания равна 119,2 м.
10	Мега-сити		~110	25-35	2005 –	Шесть секций высотой от 25 до 35 этажей. Построено две секции. Проблемный объект

Несмотря на отсутствие достаточного опыта проектирования высотных зданий, коллегией Госстроя Украины ещё в 2004 году было принято решение о проведении экспериментального высотного строительства следующих объектов: 34-этажного жилого дома на бульваре Дружбы Народов; двух жилых комплексов (до 36 этажей, высота 108 м) на Позняках; двух 26-30-этажных домов в жилом массиве Осокорки [20].

Международный опыт строительства зданий повышенной этажности свидетельствует, что по экономическим показателям оптимальными являются здания высотой 30-40 этажей [21]. Вместе с тем, строительство зданий высотой 40 и более этажей в Киеве не является уникальным событием. Примером могут служить здание на Кловском спуске, 7А высотой 163 м. (считается самым высоким общественным зданием в Киеве высотой в 46 этажей) и недостроенное здание Mirax Plaza на ул. Глыбочицкой, которое запроектировано высотой в 46 этажей.

По результатам анализа строительства высоток в Киеве от 26 до 46 этажей, выполненного в работе [23], сделано заключение, что большинство высотных зданий включает этажность 25 – 26 этажей. Средний срок строительства составляет 4-5 лет, но много недостроенных объектов, которые относятся к проблемным сооружениям. Разница в цене здания для 25 этажей и для 40 этажей отличается более чем в два раза [24]. Всего на сайте <http://skyscraperpage.com/cities/?cityID=769&offset=0&statusID=1> в Киеве представлено 142 здания высотой от 25 до 47 этажей. Список 10-ти построенных в Киеве высотных зданий представлен в Таблице 1.

4. Высотное строительство в сейсмических районах Украины

К высотным жилым и общественным зданиям, согласно ДБН В.2.2-24:2009 [3], относятся здания с условной высотой от 73,5 до 100 м. В сейсмических районах Украины после выхода ДБН В.1.1-12:2006, запроектировано и построено несколько десятков таких объектов. Особенность высотных домов заключалась:

- в оценке сейсмичности площадок строительства;
- в проверке конструктивных решений;
- разработке рекомендаций по повышению сейсмостойкости принятых решений. Ниже представлены некоторые примеры научно-технического сопровождения проектирования объектов, строящихся в сейсмических районах Украины, выполненные ГП НИИСК и ОГАСА.

4.1 Гостиничный комплекс (Одесса, Французский бульвар, 60/1)

Гостиничный комплекс представляет 24-этажное здание высотой 81,70 м. (основной габарит) и 85,00 м. (совместно с выступающей консолью), включая трехуровневую автостоянку и вспомогательные здания. Конструктивная схема здания – безригельный монолитный каркас из бетона класса В30, армированный арматурой класса А500С. Высотная часть здания запроектирована в форме «приоткрытой книги». Размеры в плане ~ 49х51 м. Высота этажей – 3,3 м. Фундамент – железобетонный плитный ростверк на свайном основании. Сваи буронабивные, диа-

метр свай – 1000 мм., длина – 32 м.

Толщины несущих элементов здания: плиты перекрытия – 200 мм.; диафрагмы жёсткости – 400 мм.; стены лестничной клетки – 400 мм.; стены шахты лифтов – 200 мм.; колонны сечением 500х500 мм.

Анализ расчётов на стадии «проект» показал, что в отдельных диафрагмах процент армирования изменяется от 5% до 9%. В элементах диафрагм и перекрытий процент армирования превышал 10%, что свидетельствует о невозможности проявления в здании пластических деформаций при сейсмических воздействиях и появлении хрупкого разрушения конструкций. НИИСК было рекомендовано уменьшить высоту здания на два этажа и изменить расположение ядер жёсткости в плане.

Проектная организация (ООО «Хай-Рейз Констракшнз») учла замечания НИИСК и разработала новый проект гостиничного комплекса. Выполненные НИИСК и ОГАСА поверочные расчёты здания показали, что коэффициент армирования несущих элементов не превышает 4%, что свидетельствует о допустимости принятой арматуры в проекте сейсмостойкого здания и о достаточной надёжности здания при сейсмических колебаниях.

4.2 Жилое 23-этажное здание

Жилое 23-этажное здание (с учётом подвального и двух технических этажей) выполнено в плане по форме, близкой к окружности, диаметром 19,28 м. (рисунк 1). Высота жилых этажей – 3,0 м., высота подвала – 3,3 м. Хотя рассматриваемое здание не относится к категории высотного сооружения, проведённые исследования демонстрируют эффективность принятой методики научно-технического сопровождения при проектировании здания.

Конструктивная схема здания представляет безригельный каркас с центральным ядром жёсткости. Общая высота надземной части составляет 65,3 м.

Сейсмичность площадки строительства по результатам микросейсмораионирования – 8 баллов. Железобетонные перекрытия распределяют нагрузку между несущими диафрагмами и колоннами. Толщина плит перекрытий составляет 18 см. Диафрагмы толщиной 300 мм. и колонны сечением 300х300 мм. расположены по всей высоте здания.

Фундамент принят свайный с плитным ростверком толщиной 1000 мм. Сваи диаметром 800 мм., длиной 22,0 м.

Дублирующими расчётами установлено, что перекосы этажей не превышали допустимых значений, а коэффициент армирования основных несущих элементов не превышал 3,5%. В соответствии с требованиями ДБН В.1.1-12:2006 [19], действовавшими в тот период, при высоте здания более 50 м. необходимо, кроме расчетов по спектральному методу, выполнять расчеты на воздействия акселерограмм землетрясений. Учитывая, что значение периода собственных колебаний здания по первой форме более 2,1 с., расчеты здания проведены на воздействия синтезированной длиннопериодной акселерограммы vb8 из набора акселерограмм, рекомендованного ДБН [1, 19]. Учет неупругой реакции конструкций здания был выполнен по разработанной в НИИСК методике, в зависимости от категории грунтов по сейсмическим свойствам, коэф-

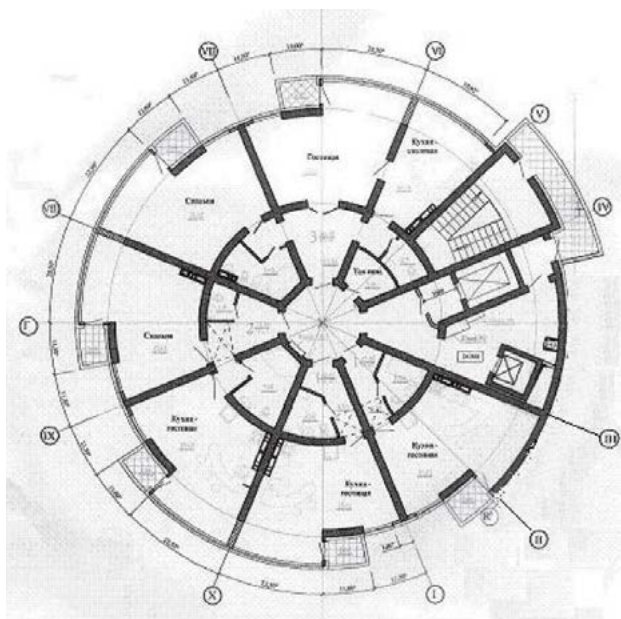


Рисунок 1 — План типового этажа 23-этажного здания в Ялте

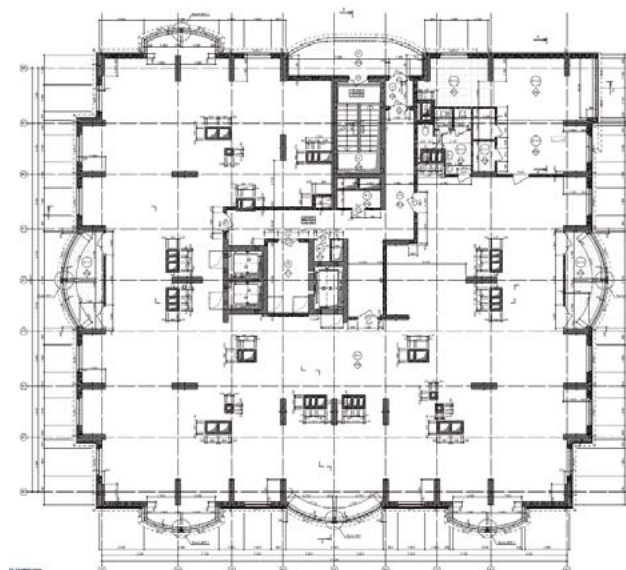


Рисунок 3 — План этажа секции № 1 на отметке +78.80

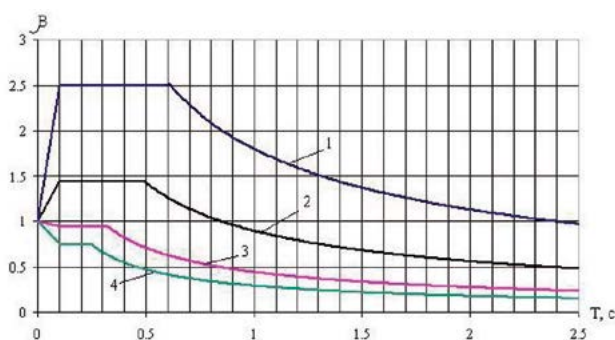


Рисунок 2 — Графики коэффициентов динамичности 23-этажного здания (для грунтов II-й категории по сейсмическим свойствам) в зависимости от периода собственных колебаний и коэффициента пластичности конструкций зданий (1, 2, 3 и 4 – при коэффициенте пластичности $k_{пл} = 1, 2, 4$ и 6, соответственно).

коэффициента пластичности и периода собственных колебаний здания. Из рисунка 2 следует, что в интервале периодов собственных колебаний здания от 2,1 до 2,3 с. (вдоль осей X и Y), динамическая реакция здания с учетом коэффициента пластичности $k_{пл} = 3$, снижается (по сравнению с упругой реакцией) не менее чем в три раза.

Рисунок 2 – Графики коэффициентов динамичности 23-этажного здания (для грунтов II-й категории по сейсмическим свойствам) в зависимости от периода собственных колебаний и коэффициента пластичности конструкций зданий (1, 2, 3 и 4 – при коэффициенте пластичности $k_{пл} = 1, 2, 4$ и 6, соответственно).

Расчёты показали, что прочность стены толщиной 300 мм. при воздействии землетрясения интенсивностью 8 баллов, не обеспечивается. При увеличении толщины стены до 400 мм. расчётный коэффициент запаса составил 1,3. При этом коэффициент армирования сечения стены близок к 3%.

Проведённые исследования показали, что применение сейсмоизоляции позволит уменьшить количество свай в

здании на 50 штук, сократить их длину до 10 – 11 м. Толщину плиты ростверка можно уменьшить до 1200 мм. Снижение коэффициента армирования конструкций с сейсмоизоляцией по сравнению с вариантом без сейсмоизоляции составляет от 1,5 до 2,5 раза.

4.3 Жилой комплекс высотой от 22 - 27 этажей (г. Одесса)

Характеристики грунтов. Геологический разрез до глубины 40,0 м. представлен лёссовыми супесями и тяжёлыми суглинками, которые на глубинах 21,1 – 24,5 м подстилаются красно-бурими глинами. Площадка характеризуется наличием техногенного водоносного горизонта на глубине 3,0 м. На глубине 32,9 – 36,0 залегает водоносный горизонт. Грунты просадочными свойствами не обладают. Нормативная глубина промерзания грунтов – 0,8 м.

Здание (рисунок 3) состоит из одинаковых двух 27-этажных секций с подвальным и техническим этажами. Секции в плане – квадратные, отделяются друг от друга антисейсмическим швом. Первоначально проектная высота здания составляла 22 этажа. На стадии завершения строительства количество этажей секции №1 было увеличено на пять этажей, так что общая высота здания составила 82,80 м. Высота этажа – 3 м.

Конструктивная система здания. Разрез представляет собой регулярную структуру до отметки 82,80 м. Выше этой отметки расположена крышная котельная, так что совместно с верхней надстройкой высота здания равна 87,30 м., что превышает высоту 73,5 м, установленную Нормами для высотных зданий [3]. Таким образом, сейсмостойкость конструкций здания должна быть обоснована с учётом требований ДБН В.1.1-12:2014 [1] и ДБН В.1.2.-5:2007 [4], как объекта экспериментального строительства.

Несущими конструкциями верхней секции №1 являются монолитные железобетонные пилоны, ядра жёсткости и междуэтажные перекрытия (рисунок 4). Свайное поле – сваи сечением 350x350 мм., длиной 21,0 м. Вертикальная допускаемая нагрузка на сваю составляет 1200 кН (120 тс).



Рисунок 4 — Общий вид здания на стадии завершения строительства конструкций



Рисунок 5 — Запись колебаний на 20-м этаже

Ростверк – монолитный железобетонный в виде плиты толщиной 1,5 м. из бетона класса C20/25 (B25). Вертикальные несущие элементы – железобетонные монолитные пилоны, ядра жесткости, толщиной от 200 мм до 500 мм из бетона класса C25/30 (B30). Перекрытия – монолитные железобетонные, толщиной 200 мм из бетона класса C20/25 (B25). Лестницы – железобетонные монолитные. Наружные стены – ненесущие газобетонные армированные, плотностью 500 кг/м^3 толщиной 200 мм с утеплителем. Стены соединяются с вертикальными конструкциями и перекрытиями. Вдоль вертикальных торцевых и верхних горизонтальных граней кладки выполняются антисейсмические швы шириной 20 мм. Перегородки и внутренние стены – ненесущие

газобетонные армированные, плотностью $400...500 \text{ кг/м}^3$ толщиной 100...200 мм. Материал перегородок и стен – газобетон, соответствует ТУ У В.2.7-26.6-34840150:2009 [26, 27]. Шахты лифтов – в виде ядер жесткости из монолитного железобетона.

Сейсмические свойства грунтов. Грунты относятся к третьей категории по сейсмическим свойствам. По результатам сейсмического микрорайонирования сейсмичность площадки составляет 7 баллов. С учетом класса последствий (ответственности) для здания ССЗ, расчетная сейсмичность площадки назначается по карте «С» ДБН В.1.1-12 [1] и равна 8 баллам по шкале ДСТУ-Б-В.1.1-28:2010 [28] с учётом рекомендаций ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 с изменениями от 1 июля 2014 г. [29].

Проверка прочности бетона. Прочность бетона проверялась методом неразрушающих испытаний с помощью ультразвука. Были обследованы колонны и диафрагмы, расположенные в подвале, на 1-м, 3-м, 7-м, 13-м, 19-м и 27-м этажах, а также участки перекрытий подвала, 2-го, 6-го, 12-го, 18-го и 26-го этажей. Фактический класс прочности бетона на всех участках соответствует классу C25/30, что в некоторых случаях отвечает или превышает проектные характеристики. Фактические параметры армирования колонн, установленные магнитным методом в соответствии с ДСТУ Б В.2.6-4-95 [30], отвечают проектным данным.

Динамические характеристики здания замерены в апреле 2016 г. с применением инструментальных методов (рисунок 5) с учётом положений документа [31].

Измерения виброускорений выполнены в уровне перекрытий: верхнего 27-го этажа (отм. +78.80), 20-го (отм. +57.80); на лестничных площадках 2-го, 4-го и 7-го этажей, в уровне фундаментной плиты и на прилегающем грунте (отм. -3.75).

Результаты вибродинамических исследований свидетельствуют, что преобладающие частоты колебаний каркаса здания по первой форме равны:

- в горизонтальной плоскости по направлению X – 0,5, 2,0 и 3,875 Гц; по направлению Y – 0,625, 1,875, и 3,625 Гц;
- вертикальных колебаний по направлению Z – 10,0 Гц.

Максимальные горизонтальные виброускорения здания в уровне перекрытия 27-го этажа составили: по направлению X – $0,012 \text{ м/с}^2$; по направлению Y – $0,007 \text{ м/с}^2$.

Полученные значения не превышают допустимые равные $0,15 \text{ м/с}^2$ ($15,0 \text{ см/с}^2$).

Компьютерная модель здания. Расчёты компьютерной модели выполнены при помощи программного комплекса «ЛИРА» [32], который является компьютерной системой для структурного анализа и проектирования (рисунок 6).

Расчётная схема секции №1 представляет пространственную систему, которая состоит из одноузловых элементов, моделирующих работу свай, плоских оболочечных элементов, моделирующих работу пилонов, перекрытий и ростверка. Сопряжение элементов между собой – жёсткое.

Фундамент – свайный с монолитным железобетонным ростверком, из бетона C20/25, толщиной 1500 мм. на сборных железобетонных сваях 350-350 мм. длиной 21 м. Количество свай по проекту – 520. Расчётная допускаемая нагрузка на сваю составляет 125 тс (испытания 2006-2007 г.г.) и – 150 тс при действии статических нагрузок и 127,5 т при дей-

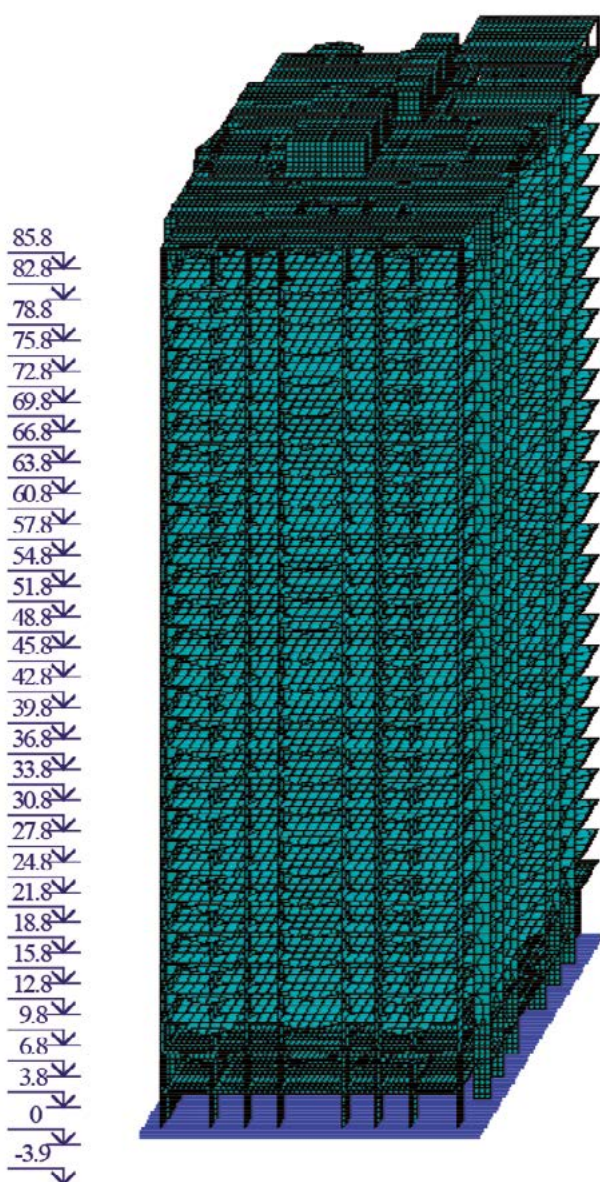


Рисунок 6 — Пространственная модель здания

ствии динамических нагрузок (испытания 2015 г.).

В результате расчёта получено, что при основных сочетаниях нагрузок усилия в сваях не превышают расчётную допускаемую нагрузку на сваю (125 т). При аварийных сочетаниях усилия в сваях не превышают расчётную допускаемую нагрузку на сваю с учётом разрешённого 20% перегруза ($125 \times 1,2 = 150$ т.).

Расчёт верхнего строения. ДБН при расчёте рекомендует учитывать сумму модальных масс не менее 85% при горизонтальных и не менее 75% при вертикальных воздействиях. Перекосы этажей не должны превышать допустимых значений. Для исключения хрупкого разрушения железобетонных элементов, армирование в них не должно превышать 4%. Расчётные значения периодов собственных колебаний по первым трём формам получены равными 3,00; 2,80; 2,58 с. соответственно. Фактическая частота основной формы собственных колебаний из эксперимента равной 0,5 Гц (2,0 с.), что объясняется отсутствием в расчётной модели ограждающих наружных стен и перегородок. Максимальные

значения перекосов этажей составляют $1/255$ высоты этажа, что не превышает допустимое значение, равное $1/250$. Максимальные перемещения верха здания равно 258 мм. Максимальный процент армирования несущих конструкций ригелей, пилонов и перекрытия не превышает 2,2%.

4.4 Спортивно-оздоровительный комплекс высотой 104,4 м. в г. Одессе

Характеристика инженерно-геологических и гидрологических условий площадки строительства. Комплекс полевых лабораторных исследований выполнен Центром инженерно-проектных изысканий (г. Одесса) в апреле 2016 года. На площадке строительства пробурено 3 скважины на глубину 40,00 – 40,50 м. Абсолютные отметки поверхности рельефа 43,00-44,00 м. Гидрогеологические условия представлены тремя водоносными горизонтами различного происхождения.

Объёмно-планировочное решение. Здание включает один подземный и 30 надземных этажей. На этажах со второго до 30-го размещаются жилые помещения. 16-й этаж – технический на отм. +100,50 м.

Размеры здания в осях 59,4x21,6 м. Общая высота здания 104,43 м. Высота подземного этажа 4,2 м, этажей с 1-го по 30-й – 3,3 м. На крыше здания в осях «3-4/ В-Г» предусмотрено устройство вертолётной площадки. Размеры площадки – 6,80x7,40м. Архитектурно-планировочное решение типового этажа здания показано на рисунке 7.

Конструктивное решение здания. Несущими конструкциями здания являются монолитные железобетонные стены и плоские перекрытия. Продольные стены на расстоянии 7,2 м и 8 м от наружных осей здания, поперечные стены с шагом 6,6 м. Пространственная жесткость здания обеспечивается конструкциями монолитных стен и ядрами жесткости (лифтовые и лестничные клетки), объединенными перекрытием в единую пространственную систему. Фундаменты – свайные с монолитным ростверком. Свайное поле состоит из железобетонных свай сечением 350x350 мм. из бетона класса C25/30 с рабочей арматурой класса A400C. Ростверк – плитный железобетонный толщиной 1800 мм из бетона класса C30/35 с рабочей арматурой класса A500C согласно ДСТУ 3760:2006 [34].

Конструкции подвала толщиной – 500мм; первого этажа – 300 мм; со 2-го по 30-й этаж – 200 мм. Вертикальные несущие конструкции из бетона класса C30/35 с продольной арматурой класса A500C и поперечной – типа A240C. Монолитные железобетонные лифтовые шахты – толщиной 200 мм. Междуетажные перекрытия и покрытие – монолитные железобетонные толщиной 220 мм из бетона класса C25/30 с продольной арматурой класса A500C. Лестницы – монолитные железобетонные из бетона класса C25/30. Ограждающие наружные стены из керамзито-бетонных блоков ($\gamma = 500 \text{ кг/м}^3$) толщиной 250 мм с утеплителем и вентилируемым фасадом. Перегородки межквартирные – из керамических блоков толщиной 250 мм, внутриквартирные – из газобетонных блоков плотностью 400 кг/м^3 толщиной 100 мм.

Инженерно-сейсмологическая характеристика площадки. Класс ответственности (последствий) здания – СС3 согласно ДБН В.1.2-14-2009 [33]. Нормативная интенсивность сейсмических воздействий для г. Одессы по карте «С»

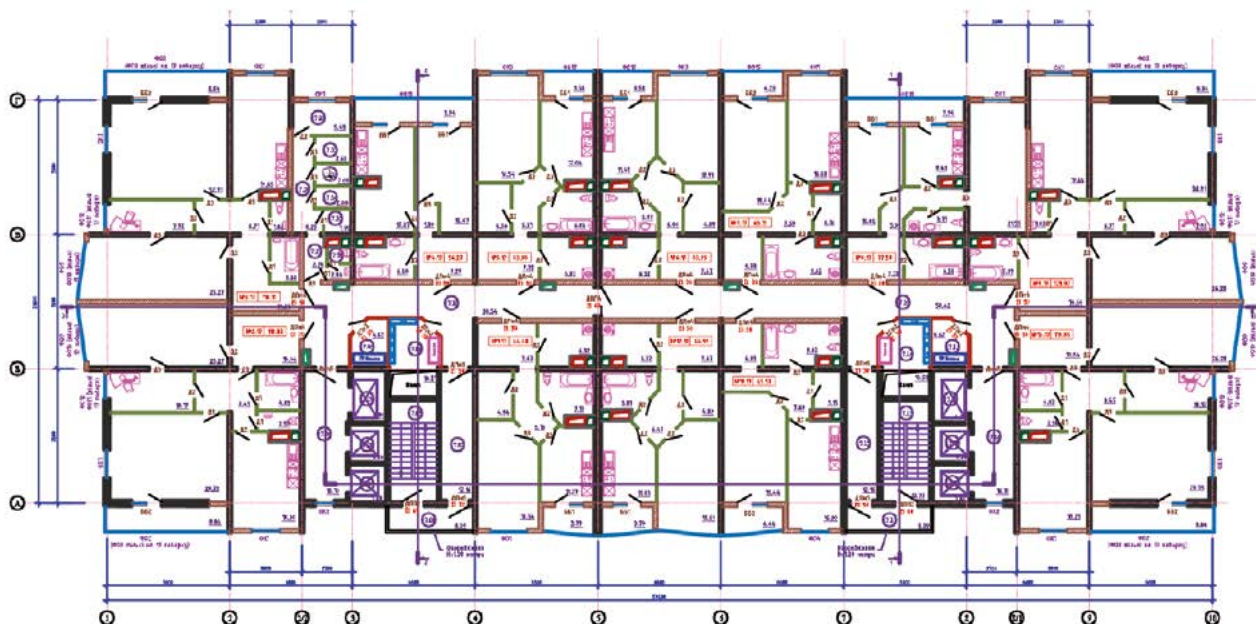


Рисунок 7 — План 17 - 27-го этажей

ДБН В.1.1-12:2014 [1] составляет 8 баллов по сейсмической шкале ДСТУ Б В.1.1-28:2010 [28]. Грунты на площадке относятся к третьей категории по сейсмическим свойствам. По результатам сейсмического микрорайонирования, интенсивность сейсмических сотрясений на площадке 8 баллов с допустимым сейсмическим риском – 1% (период повторяемости 5000 лет).

Расчётная модель здания. Расчёты компьютерной модели здания выполнены с использованием программного комплекса «ЛИРА-САПР» [32]. Расчётная модель включает подземный, 30 надземных этажей и технический этаж. Сейсмические воздействия здания выполнены в соответствии с требованиями ДБН В.1.1-12: 2014 [1].

Конструктивное решение фундаментов. Фундамент принят свайный, состоит из монолитного железобетонного ростверка толщиной 1800 мм из бетона на сваях сечением 35x35 см. Армирование ростверка и свай выполнено с применением рабочей арматуры А500С. Общее количество свай – 1073 шт. Длина свай 15,8 м. Заглубление свай в несущий слой грунта составляет 0,95 м. Расчёт здания выполнялся по комплексной схеме «основание – фундамент – верхнее строение».

Территория строительства характеризуется наличием лёссовых грунтов суммарной мощностью 6,15 м, которые обладают просадочными свойствами. Величина просадки 11,53 см, что превышает допускаемое значение 5 см по нормам [35]. Максимальное расчётное значение относительной разницы осадок фундамента от вертикальных нагрузок составляет 0,0002, что значительно меньше предельно допустимой величины равной 0,003 [3]. Расчет армирования свай и ростверка на 8 баллов показал, что свайный фундамент соответствует требованиям сейсмостойкости, прочности и деформативности, а расчётные величины армирования свай и ростверка не превышают проектных величин.

Расчёт надземной части здания. Расчёты динамиче-

ской модели здания выполнены в соответствии с требованиями ДБН В.1.1-12 [1]. Первая форма поступательная, а вторая и третья – крутильные относительно вертикальной оси. Расчёты здания на сейсмические воздействия выполнены с учетом 25-ти форм собственных колебаний, так как более высшие формы не вносят вклад в увеличение суммы модальных масс. Горизонтальные перемещения в виде перекосов этажей не должны превышать 1/250 высоты этажа.

Анализ результатов расчёта показал: максимальные перемещения верха здания составляют 82,7 мм; максимальные значения перекосов этажей составляют – 1/1060 высоты этажа, что значительно меньше допустимого значения равного величине 1/250; процент армирования несущих элементов здания не превышают предельно допустимого значения (4%), за исключением элементов железобетонных стен толщиной 400 мм, расположенных в пределах от меток 0,000 до +3,300.

5. Геотехнические аспекты проектирования высотных зданий

Основные факторы риска. Основным фактором риска при геотехническом проектировании высотных зданий является оценка несущей способности грунта и фундаментов, их совместная работа в системе здания, а также возможная эксцентрическая передача нагрузок от верхнего строения на фундамент.

В Нормам Украины ДБН В.2.2-24:2009 [3] с целью уменьшения осадок и кренов здания рекомендуется применять следующие типы фундаментов: свайные; опоры глубокого заложения типа «барет»; коробчатые плитные фундаменты и комбинированные плитно-свайные фундаменты.

Каждый из упомянутых типов фундаментов характеризуется определённым уровнем восприятия критической нагрузки и допустимым модулем деформаций грунта. Нормы рекомендуют применять бетон не ниже класса C20/25 и осуществлять расчёты по двум группам предельного состояния

(по несущей способности и по деформациям). Для зданий высотой от 73,5 до 100 м неравномерность осадок в горизонтальном направлении не должна превышать 0,002. По данным, представленным в работе Р. Катценбаха и др. [37], при проектировании фундаментов здания «Мессетурм» высотой 256,5 м во Франкфурте-на-Майне, расчётные осадки плитного фундамента составили 32,5 см, а в случае комбинированного плитно-свайного фундамента – 13 см.

Как отмечается в работе С.В. Николаева [22], стоимость разработки котлована и фундаментных работ оценивается примерно 10% от стоимости строительства, а последствия неправильного проектирования может привести к значительным дополнительным расходам по сравнению с общей стоимостью здания.

Важным аспектом предупреждения аварии при строительстве и эксплуатации высотного сооружения является комплексный мониторинг состояния грунта, фундамента и верхнего строения, предназначенный для оценки деформаций и напряженного состояния грунта и конструкций, необходимость которого содержится в ряде документов и научных публикаций [3, 7, 8, 9, 38]. Контроль состояния высотного здания обосновывается следующими факторами [38]:

- давление по подошве фундамента высотных зданий может быть значительно выше, чем для зданий высотой до 75 м;
- действующие нормы распространяются на расчёт несущей способности свай длиной 35 – 40 м;
- большие нагрузки на грунт требуют учитывать в расчёте прочностные и деформационные характеристики грунтов;
- высотные здания проявляют высокую чувствительность к крену фундаментов;
- возникает ощутимое влияние увеличенной зоны распределения напряжений в грунте на состояние окружающих зданий и сооружений.

6. Ветровые и сейсмические воздействия на высотные здания

Ветровые нагрузки на высотные здания в Украине определяются по Нормам ДБН В.1.2-2 [39] с учетом специфики конструктивных решений сложной геометрической формы. Порядок оценки ветровых нагрузок осуществляется на основе приложения «В» ДБН В.2.2-24 [3].

Ветровые воздействия на высотные здания еще мало изучены. Имеющиеся в литературе данные крайне ограничены. Некоторые сведения о поведении здания «Тайпей 101» (Китайская Республика) высотой 509,2 м содержатся в работе [40]. При разработке проекта и строительстве здания учитывались ветровое давление, соответствующее скорости ветрового потока 60 м/с и интенсивность землетрясений с повторяемостью один раз в 2500 лет. В основной надземной башне – 101 этаж.

Для оценки воздействия сильного ветра от тайфунов было проведено исследование модели здания в аэродинамической трубе (рис. 8). В этих исследованиях изучался характер распределения ветровых потоков по поверхности здания, проверялась величина ветрового давления на конструкции, проводилась оценка пульсаций ветрового потока, его влияние на соблюдение комфорта пребывания людей. Эти исследования проводились канадской фирмой RWDI [Rowan Williams Davies and Irwin Inc.], которая занимается научными исследованиями, включая вопросы ветровой энергетики и испытания на ветровые воздействия.

Исследования показали неблагоприятное воздействие ветра на угловые участки здания. Было рекомендовано для уменьшения срывов ветрового потока угловые участки здания принять в виде двойных пилообразных углов. Проектные критерии и результаты анализа ветровых воздействий на здания при различных периодах повторяемости ветрового потока представлены в Таблице 2 [40].

К специальным мерам обеспечения устойчивости здания при ветровых и сейсмических воздействиях относятся:

- применение высокопрочных пластических стальных пластин толщиной от 40 до 80 мм, обладающих высокой прочностью (60 – 74 ksi) [4200 – 5200] кг/см² и способностью к поглощению энергии при динамических ударах;
- применение бетона высокого качества с повышенной удобоукладываемостью [high performance concrete] для заливки колонн – прочностью 10 000 psi [70 МПа];
- испытания несущей способности свай;
- применение динамических гасителей и демпфирующих устройств для снижения уровней динамических колебаний.

Для обеспечения качества стальных пластин, применяемых в «супер-колоннах» и «суб-супер-

Таблица 2 — Результаты исследования модели здания «Тайпей-101» в аэродинамической трубе

Наименование критерия	Повторяемость события	Проектный критерий	Результаты испытаний
Комфорт пребывания человека	0.5 лет при скорости ветра 14 м/с	ускорения колебаний $a < 5 \text{ см/с}^2$	$a = 7 \text{ см/с}^2$ (без демпфера)
Допускаемый перекося (угол сдвига этажа)	50 лет при скорости ветра 39.9 м/с	менее 1/200	$0.499\% < 0.5\%$;
Предельная разрушающая нагрузки	обеспечивается 100 лет при скорости ветра 43.3 м/с	–	Коэффициент напряжений < 1.00 ; Перекося этажа = 0.57%

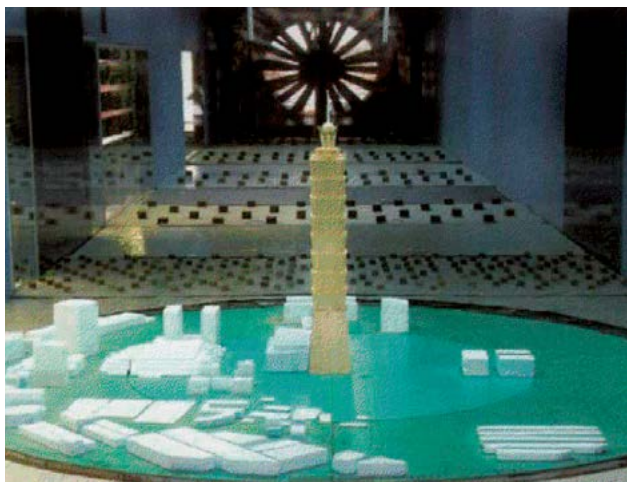


Рисунок 8 — Испытания модели небоскрёба «Тайпей 101» в аэродинамической трубе

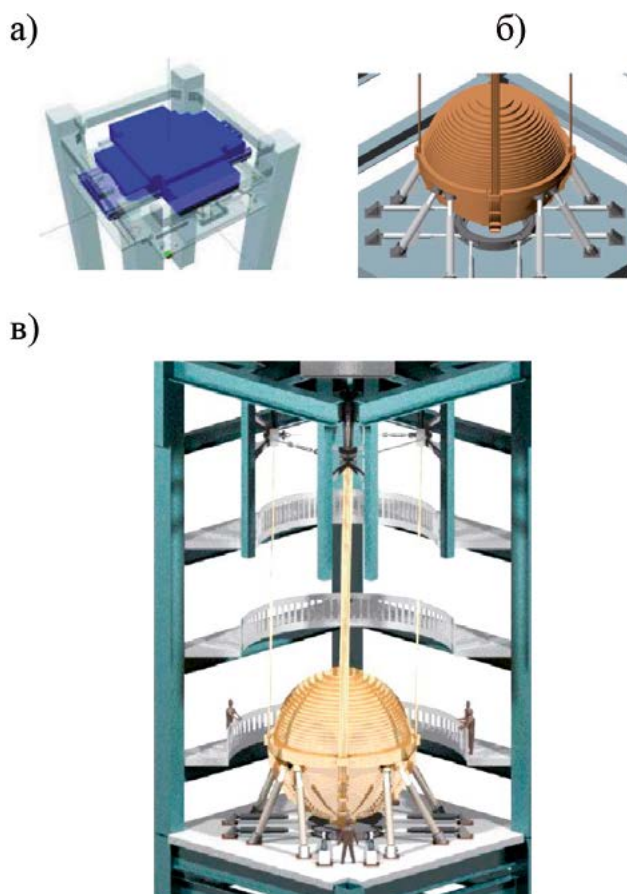


Рисунок 9 — Динамические гасители колебаний на здании «Тайпей 101»:

- а – общая схема гасителя между 87-м и 92-м этажами;
б – схема гасителя, установленного в пиннакле;
в – сферический маятник гасителя на 87-м этаже здания [44]

колоннах», выполнялись ультразвуковые испытания как самих пластин, так и качества сварки. Особый контроль характеристик бетона осуществлялся при заполнении «супер-колонн» бетоном, прочность которого должна быть не менее 10000 psi (703 кг/см²).

Стальному каркасу свойственно внутреннее затухание 1% от критического затухания. Вычисленные ускорения колебаний при поперечном ветре не соответствовали допускаемым. Это послужило основанием для установки массивного динамического гасителя, масса которого составила 0.26% от массы здания, что позволило снизить амплитуду пиковых ускорений с 7,4 до 5.0 milli – g.

Общая масса здания составляет 281752 тонны. Периоды собственных колебаний здания для первых трёх форм, получены равными $T_1 = 6,82$ с; $T_2 = 2,06$ с; $T_3 = 1,23$ с [42].

Небоскрёб «Тайпей 101» выдержал уже три землетрясения:

- во время строительства 31 марта 2002 г., когда землетрясение разрушило два крана расположенные на высотной части здания;
- 12 мая 2008 г., когда были зафиксированы активные колебания массивного маятника на 88-м этаже;
- 11 марта 2011 года во время землетрясения «Tohoku-Oki» в Японии, эпицентр которого находился на расстоянии 2500 км от здания [43] и во время которого не были зафиксированы колебания динамического гасителя.

Уменьшение амплитуд колебаний здания при сильном ветре и землетрясении достигнуто установкой двух типов демпферных устройств. Один располагается в верхней части здания в шпиле (пиннакле) и включает два динамических гасителя колебаний. Каждый из гасителей колебаний [TMD] имеет массу 4500 кг (9900 фунтов) и осуществляет уменьшение амплитуд колебаний в двух взаимно перпендикулярных направлениях в горизонтальной плоскости. Проектирование и установку гасителей выполняла консалтинговая фирма RWDI [41] http://www.rwdi.com/project/taipei_101.

Основной динамический гаситель колебаний [Tuned Mass Damper (TMD)] маятникового типа массой 730 тонн представляет уникальное (крупнейшее в мире подобного рода) механическое устройство, размещённое между 88-м и 92-м этажами (рис. 9). Форма маятника представляет сферу, образованную из 41-й сегментных стальных пластин, каждая из которых толщиной 125 мм. Общий размер маятника равен 5,4 м в диаметре. Во время землетрясения или тайфуна маятник раскачивается в противофазе и гасит амплитуду колебаний. Эффективность работы гасителя достигается установкой 8-ми дополнительных гидравлических демпферов, которые соединены с гасителем в нижней части маятника и прикреплены к перекрытию.

7. Конструктивные схемы и несущие конструкции высотных зданий

Для обеспечения горизонтальной жёсткости здания в инженерной практике применяются конструктивные системы: каркас с рамными жесткими узлами (рамная система); каркас с диафрагмами жесткости (связевая система); сочетание двух упомянутых систем образует систему, которая называется рамно-связевой системой. Понятию «трубная система» имеется аналог – «ствольная система», термину «ферменная система» – «решетчатая система».

В международной практике, особенно при проектировании и строительстве зданий высотой более 150 м, получили

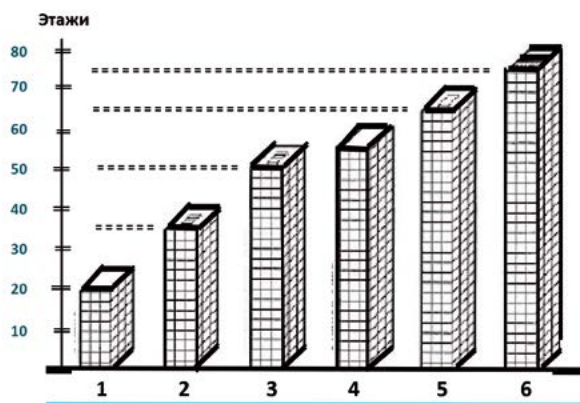


Рисунок 10 — Конструктивные системы железобетонных зданий по Fazlur Khan:

1 – каркас; 2 – сдвиговые стены; 3 – каркасная система со стенами, работающими на сдвиг; 4 – каркасная трубная (ствольная) система; 5 – трубная система «труба в трубе»; 6 – модульная трубная система [45, 46]

распространения конструктивные системы, которые можно разделить на четыре типа:

- Тип I – сдвиговой каркас;
- Тип II – конструктивные системы, взаимодействующие между собой;
- Тип III – частично трубная система;
- Тип IV – трубные системы.

Для железобетонных конструкций принята структура высотных зданий, отражающая специфику работы железобетона и особенности образования пространственной системы [45]. Схема такой структуры приведена на Рисунке 11.

Рамные системы, сопротивляющиеся действию изгибающих моментов [Moment Resisting Frame Systems (MRF)] являются структурами, образованными традиционными рамами типа «балка-колонна», которые воспринимают гравитационные нагрузки, прикладываемые на конструкции перекрытий (рисунок 11а). Перекрытия также работают как горизонтальные диафрагмы, передающие поперечные нагрузки на ригеля (балочные фермы) и колонны.

Рамно-связевой каркас – система, работающая на сдвиг (сдвиговую систему) [Braced Frame (BF), Shear Wall Systems (SW)] (рисунок 10 б). Для увеличения несущей способности конструкций, сопротивляющихся действию поперечных сил, рамные системы часто дополняются диагональными связями, которые могут быть соосными (рисунок 11в) в узлах или внецентренными (рисунок 11г).

Системы с ядрами жёсткости и системы с консольными балками (аутриггерные системы) [Core & Outrigger Systems (COS)]. Такие системы относятся к комбинированным системам, состоящим из сдвиговых стен и рам. В этой системе центральное ядро или рассредоточенные диафрагмы взаимодействуют с остальными системами типа «балка-колонна» или «плита-колонна», в которых нагрузки передаются от перекрытий на вертикальные диафрагмы. Внешняя часть системы называется системой «выносных (консольных) балок» [«Outrigger System»] (рисунок 11д). Взаимодействие этих двух систем обеспечивает более эффективное

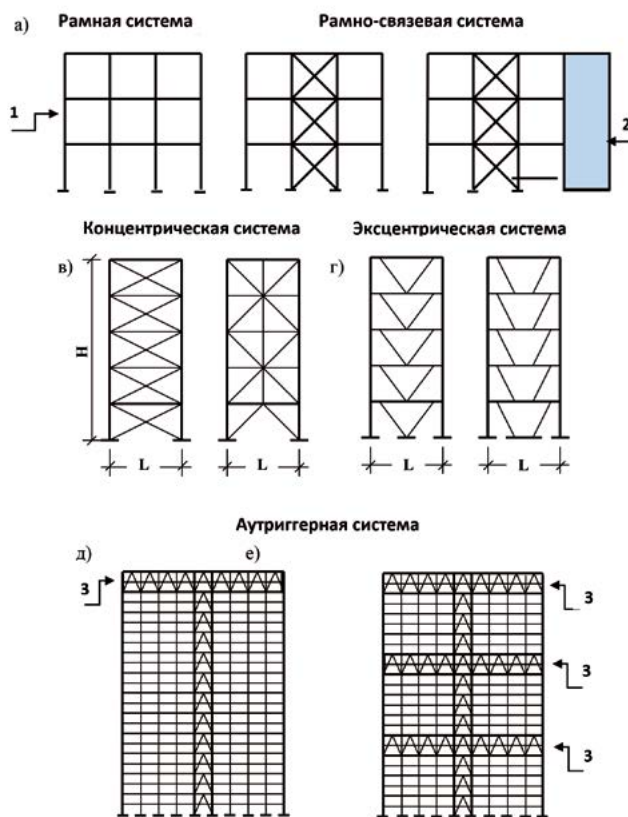


Рисунок 11 — разрезы конструктивных систем зданий:

а – рамная система, воспринимающая изгибающие моменты в узлах [Moment Resisting Frame Systems (MRF)];
б – рамно-связевая система, воспринимающая изгибные и сдвиговые деформации [Braced Frame (BF),
в – концентрическая (соосная) система соединений элементов в узлах каркаса здания;
г – эксцентрическая (внецентренная) система соединений элементов в узлах каркаса;
д, е – аутриггерная система несущих конструкций высотных зданий [Core & Outrigger Systems (COS)];

1 – каркас здания; 2 – диафрагма жесткости (связь);
3 – аутриггеры [outriggers].

применение как рам, так и вертикальных стен.

Трубные системы [Tubular Systems (TS)]. Трубчатая конструкция работает как жёсткий трёхмерный каркас. Главной особенностью «трубы» является применение решетчатых ферм, несущих рамных конструкций и диагональных связей, соединённых по высоте несущими стенами (перемычками), которые образуют пространственную систему. Она обеспечивает экономию стали, по сравнению с другими системами. Основными типами трубчатой структуры являются:

- Рамные или Связевые трубы [Framed or Braced Tubes];
- Ферменные (решетчатые) трубы [X – Braced Tubes];
- Труба в трубе [Tube-in-Tube];
- Трубы, собранные в Пакет [Bundled Tubes].

Эта структурная система, позволяет возводить здания высотой от 40 до 60 этажей из железобетона и до 90 этажей из стальных конструкций. Совершенствование конструктивной системы в виде рамной «трубы» [Braced Tubes] завершилось созданием диагональной перекрёстной решётки по

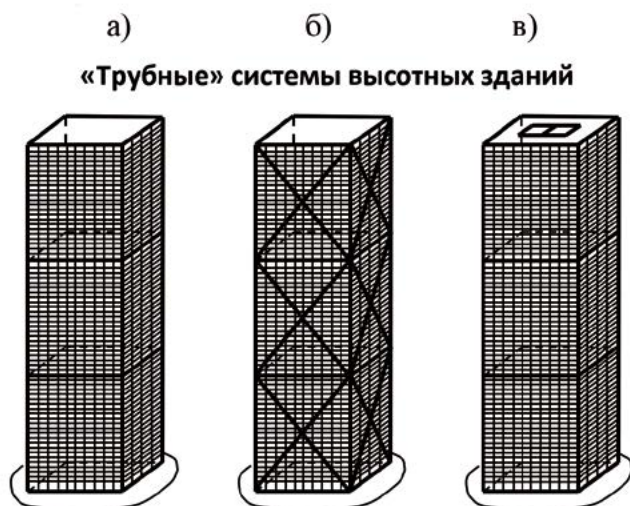


Рисунок 12 — Схемы формирования пространственных «трубных» систем высотных зданий:

- а – система типа рамных или связевых «труб» [Framed or Braced Tubes];
б – система типа ферменных (решетчатых) «труб» [Trussed Tubes];
в – система типа «труба в трубе» [Tube-in-Tube].

высоте здания [X – Trussed Tubes] (рисунок 126). 100-этажное здание («Большой Джон») высотой 1127 футов (344 м) было построено в Чикаго в 1969 году.

Смешанные системы [Hybrid Systems (HS)]. Системы представляют комбинацию трубных и консольных систем («смешанные системы»). Примером такой системы являются структурные рамы для здания высотой 1483 футов (452 м) Петронас Тауэр в Куала-Лумпур, Малайзия (рисунок 13 – №5). Другим примером смешанной системы является здание высотой 1381 футов (421 м) Цзинь Мао [Jin Mao building] (рисунок 13 – №7), которое было построено в 1999 году в Шанхае, Китай.

Трубчатое стеновое ядро жёсткости [Tubular core walls] способно сопротивляться поперечным воздействиям от ветра и сейсмики.

Система «труба в трубе» (двойная ствольная система) имеет внешние и внутренние стеновые ядра жесткости, работающие совместно. Трубы, объединённые в пакет, применяются в очень больших конструкциях как способ уменьшения поверхности, подверженной воздействию ветра. Их высота достигает 100–110 этажей.

Примеры с указанием характеристик наиболее высоких, возведённых и строящихся зданий в разных странах, показаны на рисунке 13.

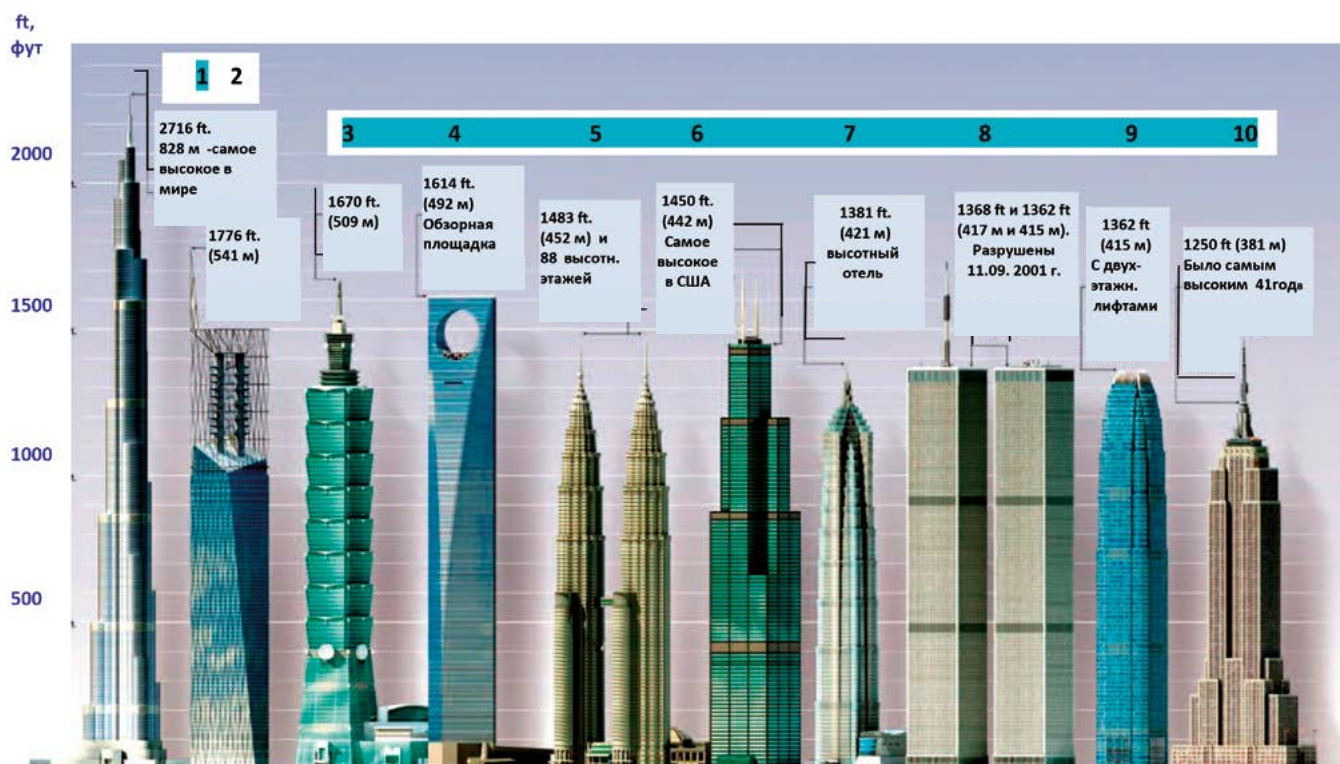


Рисунок 13 — Общий вид и краткая характеристика 10-ти высотных зданий различных конструктивных схем:

- 1 – Бурдж-Халифа (163 эт.) [Burj Khalifa], Дубай (2008); 2 – «Башня свободы» (105 эт.) [Freedom Tower], Нью-Йорк (2006 – 2013);
3 – Тайпей 101 [Taipei 101] (101 эт.), Тайвань (2004); 4 – Шанхайский всемирный финансовый центр [Shanghai World Financial Center] (100 эт., 2007г.); 5 – «Петронас Тауэр» [Petronas Towers] (88), Kuala Lumpur, Malaysia (1998); 6 – [Willis/Sears Tower] (110 эт.), Чикаго (1974);
7 – «Цзинь Мао» [Jin Mao Tower] (88 эт.), Шанхай (1999); 8 – Всемирный Торговый Центр [World Trade Center] (110 эт.), Нью-Йорк (1972-1973);
9 – Второй Международный Финансовый центр [Two International Finance Center], Гонг Конг (88 эт., 2003);
10 – «Эмпайр Стейт билдинг» [Empire State Building] (102 эт.), Нью-Йорк

Заключение

Ошибки, которые могут возникать при проектировании высотных зданий, приводят к снижению их безопасности при строительстве и эксплуатации в обычных и сейсмических районах. Важным фактором обеспечения безопасности является соблюдение норм и правил, основанных на успешном зарубежном и отечественном опыте проектирования таких зданий. Опыт и действующие во многих странах нормы проектирования по

сейсмостойкому строительству основывались на опыте анализа последствий землетрясений для зданий небольшой этажности и, в связи с этим, рекомендации действующих Норм не отражают современное понимание требований применительно к высотным зданиям. Зарубежная практика и общепризнанные нормы США (UBC – 1997; IBC – ICC), Канады (NBCC), Европейского Союза (Eurocode 8: EN 1998-1), не располагают достаточным опытом их применения в высотном строительстве.

Литература

1. Государственные строительные нормы Украины. ДБН В.1.1-12: 2014 «Строительство в сейсмических районах Украины» / Киев, Минрегион, 2014. 110 с.
2. Государственные строительные нормы Украины. ДБН В.1.1-45:2017 «Здания и сооружения в сложных инженерно-геологических условиях. Общие положения» / Киев, Минрегион, 2017. 27 с.
3. Государственные строительные нормы Украины. ДБН В.2.2-24:2009 «Проектирование высотных жилых и общественных зданий». / Киев, Минрегион, 2009. 133 с.
4. Государственные строительные нормы Украины. Система обеспечения надежности и безопасности строительных объектов. ДБН В.1.2-5:2007. «Научно-техническое сопровождение строительных объектов» / Киев, Министерство регионального развития Украины, 2007. 14 с.
5. Немчинов Ю.И. Сейсмостойкость высотных зданий и сооружений. Киев: Гудименко С.В., 2015. 584 с.
6. Ашимбаев М.У., Ицков И.Е. Проблемы обеспечения надежности зданий повышенной этажности, возводимых в сейсмических районах // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2005. № 4. С. 50-53.
7. Современное высотное строительство. Монография. М.: ГУП «ИТЦ Москомархитектуры»/ Николаев С.В., Копбаев С.А., Граник Ю.Г. и др., 2007. 440 с.
8. МГСН 4.19-05. Московские городские строительные нормы. «Многофункциональные высотные здания и комплексы» (временные). Том I. МГСН 4.19-05 / Правительство Москвы. Москва: 2004. 75 с.
9. МГСН 4.19-05. Московские городские строительные нормы. «Многофункциональные высотные здания и комплексы» (временные). Том II. Приложения к МГСН 4.19-05 / Правительство Москвы. Москва: 2005. 129 с.
10. Граник Ю. Г. Проектирование и строительство высотных зданий. Стаття на сайті: <http://www.uralstroyinfo.ru/?id=62&doc=221> от 23.07.2007. 5 с.
11. Ашимбаев М.У., Ицков И.Е. Современные подходы к проектированию сейсмостойких зданий повышенной этажности / РГП «КазНИИССА», г. Алматы, Респ. Казахстан: http://archive.nbu.gov.ua/portal/natural/Bud_kon/2010_73/Ashimb.pdf. 10 с.
12. ТСН 31-332-2006. Санкт-Петербург. Территориальные строительные нормы. «Жилые и общественные высотные здания» / Правительство Санкт-Петербурга. Санкт-Петербург: 2006. 59 с.
13. РМД 31-04-2008. Рекомендации по строительству жилых и общественных высотных зданий. Санкт-Петербург (2008). 99 с.
14. ТКП 45-3.02-108-2008 (02250). Технический Кодекс Установившейся Практики. Высотные Здания. Строительные нормы проектирования / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. Минск: 2008. 89 с.
15. Ковальский Л.М., Кузьмина Г.В., Ковальська Г.Л. Архитектурне проектування висотних будинків. Навчальний посібник: за загальної ред. Л.М. Ковальського Запоріжжя: ПРИВОЗ ПРИНТ, 2012. 123 с.
16. Карманова И., 05.11.2004 17:01 <http://domik.ua/novosti/vysotnoe-stroitelstvo-v-kieve-ot-idei-k-realizacii-n1061.html>
17. Ашимбаев М.У., Ицков И.Е. Современные подходы к проектированию сейсмостойких зданий повышенной этажности. В кн.: «Будівельні конструкції». Міжвідомчий наук.Технічний збірник. «Будівництво в сейсмічних районах України», вип.73. Київ, НДІБК, 2010. С. 714–723.
18. СНиП РК 2.03-30-2006. Строительство в сейсмических районах / Комитет по делам строительства и жилищно-коммунального хозяйства Министерства торговли республики Казахстан. Алматы: ТОО «Издательство LEM», 2006. 80 с.
19. Государственные строительные нормы Украины. ДБН В.1.1-12:2006 «Строительство в сейсмических районах Украины» / Киев, Минрегион, 2006. 84 с.
20. Карманова И. Высотное строительство в Киеве: от идеи к реализации. <http://domik.ua/novosti/vysotnoe-stroitelstvo-v-kieve-ot-idei-k-realizacii-n1061.html>. 05.11.2004.
21. Герасименко О. Высотное строительство: международный опыт и украинская практика: <http://commercialproperty.ua/analitics/vysotnoe-stroitelstvo-mezhdunarodnyy-opyt-i-ukrainskaya-praktika/>. 20 с.
22. Николаев С.В. Безопасность и надёжность высотных зданий – это комплекс высокопрофессиональных решений. В кн.: Інформаційний зб. «ПРОЕКТАНТ»/ АБ України// Асоціація «Українське об'єднання проектних організацій», жовтень 2011. С. 27-38.
23. Кушнир Н. С видом на город: самые высокие жилые комплексы Киева. 08.08.2017: <http://abcnews.com.ua/ru/projects/s-vidom-na-ghorod-samyie-vysokie-zhilyie-komplekisy-kieva>
24. Гришина О. Когда в Украине построят здание выше 200 метров 25.05.2017. https://propertytimes.com.ua/technologies/kogda_v_ukraine_postroyat_zdanie_vishe_200_metrov
25. Маркова В. ТОП-10 самых высоких домов Киева. <http://www.bagnet.org/news/ratings/180874>. 5 с.
26. ТУ У В.2.7-26.6-34840150:2009. «Вироби стінові з нідздрюватого бетону автоклавного тверднення».
27. AEROC. Руководство пользователя. Издание третье. Киев: 2015. 75 с.
28. ДСТУ-Б-В.1.1-28:2010. Національний стандарт України. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. «Шкала сейсмічної інтенсивності»/Мінрегіонбуд України. Київ, 2011. 47 с.
29. ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013. Національний стандарт України. «Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва» (із змінами від 1.07.2014) / Мінрегіонбуд України. – ДП «Укрархбудінформ». Київ: 2013. 26 с.
30. ДСТУ Б В.2.6-4-95 (ГОСТ 22904-93). Конструкції залізобетонні. Магнітний метод визначення товщини захисного шару бетону і розташування арматури. 22 с.
31. ДСТУ ГОСТ 12.1.012-2008. ССБТ. Вибраційна безпека. 16 с.
32. ПК «Лира», версія 9.4. Программний

комплекс для расчета и проектирования конструкций. Справочно-теоретическое пособие под ред. акад. АИН Украины А.С. Горюшкового. Киев. М.: 2003. 464 с.

33. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. К.: Мінрегіонбуд України, 2009. 37 с.

34. ДСТУ 3760-98. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. – К.: Держспоживстандарт України, 2007. 28 с.

35. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Зміна №1, Киев, 2011. 55 с.

36. Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З. Некоторые проблемы подземного строительства. «Жилищное строительство» № 9, 2013. С. 2 - 5.

37. Р. Катценбах, Ш. Ленпла, М.Фоглер, Р.А. Дунаевский, Х.Куттиз. Опыт оптимизации стоимости фундаментов высотных зданий. «Жилищное строительство» № 5, 2010. С. 7 – 13.

38. Шулятьев О.А. Фундаменты высотных зданий. Вестник ПНИПУ (Пермский Национальный Исследовательский Политехнический Университет.). Строительство и архитектура. 2014. № 4. С. 203 – 245.

39. Государственные строительные нормы Украины. ДБН В.1.2-2:02006 «Нагрузки и воздействия» / Киев, Минстрой Украины, 2006. 110 с.

40. Shaw-Song SHIEH, Ching-Chang CHANG, and Jiun-Hong JONG. Structural Design of Composite Super-Columns for the Taipei 101 Tower/ http://www.sefindia.org/forum/files/taipei_180.pdf. Inc.Taiwan: pp.25-32.

41. Leonard M. Joseph, Dennis Poon and Shaw-song Shieh. Ingredient of High-Rise Design Taipei 101 the World's Tallest Building: <http://www.structuremag.org/archives/2006/June-2006/F-Taipei-101-June-06.pdf>. March 2004 • Modern Steel Construction. 4 p.

42. Aline Brazil, Leonard M. Joseph, Dennis Poon, Thomas Scarangelo, 2006, 'Designing High. Rises for Wind Performance, ASCE 2006, Thornton Tomasetti Engineers, New York. 69 p.

43. Kou-Cheng Chen, Jeen-Hwa Wang, Bor-Shouh Huang, Chun-Chi Liu, and Win-Gee Huang.

Vibrations of the TAIPEI 101 skyscraper caused by the 2011 Tohoku earthquake, Japan. - Earth Planets Space, 64, 2012, 1277–1286.

44. Nguyen Binh K. and Altan Hasim. Strategies to Reduce Lateral Forces on High-rise Buildings that Use Diagrid Structural System / School of Architecture. The University of Sheffield: http://bnbarchitects.com/binhnguyen/Portfolio/Research_Funded_projects/Pages/Publications&Other_Projects_files/Strategies_to_Reduce_Lateral_Forces_on_High-rise_Buildings_that_Use_Diagrid_Structural_Systems.pdf. 4 p.

45. Ali Mir M. Evolution of Concrete Skyscrapers: from Ingalls to Jin Mao. «Electronic Journal of Structural Engineering», Vol. 1, No.1 (2001), pp.2-14.

46. Ali Mir M., Moon Kyoung Sun. Structural Developments in Tall Buildings: Current Trends and Future Prospects. «Architectural Science Review». Volume 50, Number 3, September 2007, pp. 205-223.

References

1. Gosudarstvennye stroitel'nye normy Ukrainy. DBN V.1.1-12:2014 «Stroitel'stvo v seismicheskikh rajonakh Ukrainy» /Kiev, Minregion, 2014. 110s. [In Russian]

2. Gosudarstvennye stroitel'nye normy Ukrainy. DBN V.1.1-45:2017 «Zdaniya i sooruzheniya v slozhnykh inzhenerno-geologicheskikh usloviyakh. Obshhie polozheniya» / Kiev, Minregion, 2017. 27 s. [In Russian]

3. Gosudarstvennye stroitel'nye normy Ukrainy. DBN V.2.2-24:2009 «Proektirovanie vysotnykh zhilykh i obshchestvennykh zdaniy. / Kiev, Minregion, 2009. 133 s. [In Russian]

4. Gosudarstvennye stroitel'nye normy Ukrainy. Sistema obespecheniya nadezhnosti i bezopasnosti stroitel'nykh ob'ektov. DBN V.1.2-5:2007. «Nauchno-tehnicheskoe soprovozhdenie stroitel'nykh ob'ektov» /Kiev, Ministerstvo regional'nogo razvitiya Ukrainy, 2007. 14 s. [In Russian]

5. Nemchinov YU.I. Seismostojkost' vysotnykh zdaniy i sooruzhenij. Kiev: Gudimenko S.V., 2015. 584 s. [In Russian]

6. Ashimbaev M.U., Itskov I.E. Problemy obespecheniya nadezhnosti zdaniy povyshennoj ehtazhnosti, vozvodimykh v seismicheskikh rajonakh // Seismostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij. 2005. № 4. S. 50-53. [In Russian]

7. Sovremennoe vysotnoe stroitel'stvo. Monografiya. M.: GUP «ITTS Moskomarkhitektury»/ Nikolaev S.V., Kopbaev S.A., Granik YU.G. i dr., 2007. 440 s. [In Russian]

8. MGSN 4.19-05. Moskovskie gorodskie stroitel'nye normy. «Mnogofunktsional'nye vysotnye zdaniya i komplekсы» (vremennye). Tom I. MGSN 4.19-05 / Pravitel'stvo Moskvy. Moskva: 2004. 75 s. [In Russian]

9. MGSN 4.19-05. Moskovskie gorodskie stroitel'nye normy. «Mnogofunktsional'nye vysotnye zdaniya i komplekсы» (vremennye). Tom II. Prilozheniya k MGSN 4.19-05 / Pravitel'stvo Moskvy. Moskva: 2005. 129 s. [In Russian]

10. Granik YU. G. Proektirovanie i stroitel'stvo vysotnykh zdaniy. Stat'ya na sajte: <http://www.uralstroyinfo.ru/?id=62&doc=221> ot 23.07.2007. 5 s. [In Russian]

11. Ashimbaev M.U., Itskov I.E. Sovremennye podkhody k proektirovaniyu seismostojkikh zdaniy povyshennoj ehtazhnosti / RGP «KazNISSA», g. Almaty, Resp. Kazakhstan: http://archive.nbuv.gov.ua/portal/natural/Bud_kon/2010_73/Ashimb.pdf. 10 s. [In Russian]

12. TSN 31-332-2006. Sankt-Peterburg. Territorial'nye stroitel'nye normy. «ZHilye i obshchestvennye vysotnye zdaniya» / Pravitel'stvo Sankt-Peterburga. Sankt-Peterburg: 2006. 59 s. [In Russian]

13. RMD 31-04-2008. Rekomendatsii po stroitel'stvu zhilykh i obshchestvennykh vysotnykh znaniy. Sankt-Peterburg (2008). 99 s. [In Russian]

14. TKP 45-3.02-108-2008 (02250). Tekhnicheskij Kodeks Ustanovivshejsya Praktiki. Vysotnye Zdaniya. Stroitel'nye normy proektirovaniya / Ministerstvo arkhitektury i stroitel'stva Respubliki Belarus'. Minsk: 2008. 89 s. [In Russian]

15. Koval'skij L.M., Kuz'mina G.V., Koval'ska

G.L. Arkhitekturne proektuvannya visotnykh budinkiv. Navchal'nij posibnik: za zagal'noi red. L.M. Koval'skogo Zaporizhzhya: PRIVOZ PRINT, 2012. 123 s. [In Russian]

16. Karmanova I., 05.11.2004 17:01 <http://domik.ua/novosti/vysotnoe-stroitel'stvo-v-kieve-ot-idei-k-realizacii-n1061.html> [In Russian]

17. Ashimbaev M.U., Itskov I.E. Sovremennye podkhody k proektirovaniyu seismostojkikh zdaniy povyshennoj ehtazhnosti. V kn.: «Budivelnii konstruktiv». Mizhvidomchij nauk.Tekhnichnij zbirnik. «Budivnitstvo v seismicheskikh rajonakh Ukraini», vip.73. Kiiv, NDIK, 2010. S. 714 723. [In Russian]

18. SNiP RK 2.03-30-2006. Stroitel'stvo v seismicheskikh rajonakh / Komitet po delam stroitel'stva i zhilishhno-kommunal'nogo khozyajstva Ministerstva trgovli respubliki Kazakhstan. Almaty: TOO «Izdatel'stvo LEM», 2006. 80 s. [In Russian]

19. Gosudarstvennye stroitel'nye normy Ukrainy. DBN V.1.1-12:2006 «Stroitel'stvo v seismicheskikh rajonakh Ukrainy» /Kiev, Minregion, 2006. 84 s. [In Russian]

20. Karmanova I. Vysotnoe stroitel'stvo v Kieve: ot idei k realizatsii. <http://domik.ua/novosti/vysotnoe-stroitel'stvo-v-kieve-ot-idei-k-realizacii-n1061.html>. 05.11.2004. [In Russian]

21. Gerasimenko O. Vysotnoe stroitel'stvo: mezhdunarodnyy opyt i ukrainskaya praktika: <http://commercialproperty.ua/analitics/vysotnoe-stroitel'stvo-mezhdunarodnyy-opyt-i-ukrainskaya-praktika/>. 20 s. [In Russian]

22. Nikolaev S.V. Bezopasnost' i nadyozhnost' vysotnykh zdaniy – ehto kompleks vysokoprofessional'nykh reshenij. V kn.: Informatsijnyy zb. «PROEKTANT»/ AB Ukraini// Asotsiatsiya «Ukrains'ke ob'ednannya proektnikh organizatsii», zhovten' 2011. S. 27-38. [In Russian]
23. Kushnir N. S vidom na gorod: samye vysokie zhilye komplekсы Kieva. 08.08.2017: <http://abcnews.com.ua/ru/projects/s-vidom-na-ghorod-samyie-vysokiie-zhilyie-komplekсы-kieva> [In Russian]
24. Grishina O. Kogda v Ukraine postroyat zdanie vyshe 200 metrov 25.05.2017. https://propertytimes.com.ua/technologies/kogda_v_ukraine_postroyat_zdanie_vishe_200_metrov
25. Markova V. TOP-10 samykh vysokikh domov Kieva. <http://www.bagnet.org/news/ratings/180874>. 5 s. [In Russian]
26. TU U V.2.7-26.6-34840150:2009. «Virobi stinovi z nizdryuvatogo betonu avtoklavnogo tverdnennya». [In Russian]
27. AEROC. Rukovodstvo pol'zovatelya. Izdanie tret'e. Kiev: 2015. 75 s. [In Russian]
28. DSTU-B-V.1.1-28:2010. Natsional'nyj standart Ukrainy. Zakhist vid nebezpechnikh geologichnykh protsesiv, shkidlivykh ekspluatatsijnykh vpliviv, vid pozhezhi. «SHkala sejsmichnoi intensivnosti»/ Minregionbud Ukraini. Kiiv, 2011. 47 s. [In Ukrainian]
29. DCTU-N B V.1.2-16:2013. Natsional'nyj standart Ukraini. «Viznachennya klasu naslidkiv (vidpovidal'nosti) ta kategorii skladnosti ob'ektiv budivnitstva» (iz zminami vid 1.07.2014) / Minregionbud Ukraini. – DP «Ukrarkhbudinform». Kiiv: 2013. 26 s. [In Ukrainian]
30. DSTU B V.2.6-4-95 (GOST 22904-93). Konstruktsii zalizobetonni. Magnitnij metod viznachennya tovshhini zakhisnogo sharu betonu i roztashuvannya armaturi. 22 s. [In Ukrainian]
31. DSTU GOST 12.1.012-2008. SSBT. Vibratsionnaya bezopasnost'. 16 s. [In Russian]
32. PK «Lira», versiya 9.4. Programnyy kompleks dlya rascheta i proektirovaniya konstruktsij. Spravochno-teoreticheskoe posobie pod red. akad. AIN Ukrainy A.S. Gorodetskogo. Kiev. M.: 2003. 464 s. [In Russian]
33. DBN V.1.2-14-2009. Zagal'ni printsiپی zabezpechennya nadijnosti ta konstruktivnoi bezpeki budivel', sporud, budivel'nykh konstruktsij ta osnov. K.: Minregionbud Ukraini, 2009. 37 s. [In Ukrainian]
34. DSTU 3760-98. Prokat armaturnij dlya zalizobetonnykh konstruktsij. Zagal'ni tekhnichni umovi. – K.: Derzhspozhivstandart Ukraini, 2007. 28 s. [In Ukrainian]
35. DBN V.2.1-10-2009. Osnovi ta fundamenti sporud. Zmina №1, Kiev, 2011. 55 s. [In Ukrainian]
36. Ter-Martirosyan Z.G., Ter-Martirosyan A.Z. Nekotorye problemy podzemnogo stroitel'stva. «ZHilishhnoe stroitel'stvo» № 9, 2013. S. 2 5.
37. R. Kattsenbakh, SH. Leppla, M.Fogler, R.A. Dunaevskij, KH.Kuttig. Opyt optimizatsii stoimosti fundamentov vysotnykh zdaniy. «ZHilishhnoe stroitel'stvo» № 5, 2010. S. 7 13.
38. Shulyat'ev O.A. Fundamenty vysotnykh zdaniy. Vestnik PNIPU (Permskij Natsional'nyj Issledovatel'skij Politekhnicheskij Universitet.). Stroitel'stvo i arkhitektura. 2014. № 4. S. 203 – 245.
39. Gosudarstvennye stroitel'nye normy Ukrainy. DBN V.1.2-2:2006 «Nagruzki i vozdejstviya»/Kiev, Minstroj Ukrainy, 2006. 110 s.
40. Shaw-Song SHIEH, Ching-Chang CHANG, and Jiun-Hong JONG. Structural Design of Composite Super-Columns for the Taipei 101 Tower/ http://www.sefindia.org/forum/files/taipei_180.pdf. Inc.Taiwan: pp.25-32.
41. Leonard M. Joseph, Dennis Poon and Shaw-song Shieh. Ingredient of High-Rise Design Taipei 101 the World's Tallest Building: <http://www.structuremag.org/archives/2006/June-2006/F-Taipei-101-June-06.pdf>. March 2004 • Modern Steel Construction. 4 p.
42. Aline Brazil, Leonard M. Joseph, Dennis Poon, Thomas Scarangelo, 2006, 'Designing High. Rises for Wind Performance, ASCE 2006, Thornton Tomasetti Engineers, New York. 69 p.
43. Kou-Cheng Chen, Jeen-Hwa Wang, Bor-Shouh Huang, Chun-Chi Liu, and Win-Gee Huang. Vibrations of the TAIPEI 101 skyscraper caused by the 2011 Tohoku earthquake, Japan. - Earth Planets Space, 64, 2012, 1277–1286.
44. Nguyen Binh K. and Altan Hasim. Strategies to Reduce Lateral Forces on High-rise Buildings that Use Diagrid Structural System / School of Architecture. The University of Sheffield:http://bnbarchitects.com/binhnguyen/Portfolio/Research_Funded_projects/Pages/Publications&Other_Projects_files/Strategies_to_Reduce_Lateral_Forces_on_High-rise_Buildings_that_Use_Diagrid_Structural_Systems.pdf. 4 p.
45. Ali Mir M. Evolution of Concrete Skyscrapers: from Ingalls to Jin Mao. «Electronic Journal of Structural Engineering», Vol. 1, No.1 (2001). pp. 2-14.
46. Ali Mir M., Moon Kyoung Sun. Structural Developments in Tall Buildings: Current Trends and Future Prospects. «Architectural Science Review». Volume 50, Number 3, September 2007, pp. 205-223.

Для цитирования: Немчинов Ю.И. Сейсмостойкость высотных зданий. Международные достижения и Украинский опыт // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2019. № 3. С. 30-46.

For citation: Nemchinov Yu. I. Seismic Resistance of High-rise Buildings. International Achievements and Ukrainian Experience Seismostoykoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii [Earthquake engineering. Constructions safety], 2019, no. 3, pp. 30-46. (In Russian).



Российская Ассоциация по сейсмостойкому строительству и защите от природных и техногенных воздействий, редколлегия журнала «Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений», коллеги и друзья поздравляют с юбилеем доктора технических наук, профессора, Академика Академии Инженерных наук и Академии строительства Украины, Лауреата Государственной премии Украины в области науки и техники (1994), Заслуженного строителя Украины, Президента Ассоциации Украинского сейсмостойкого строительства, Первого заместителя директора по научной работе Государственного Предприятия «Научно-исследовательский институт строительных конструкций» (НИИСК) Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства (Минрегион) Украины, Председателя технического комитета ТК-304 «Захист будівель та споруд» Юрия Ивановича Немчинова!

Уважаемый Юрий Иванович!

Желаем Вам крепкого здоровья, долгих счастливых лет жизни, успехов в работе и творчестве, талантливых учеников, душевного тепла друзей и родных, счастья и благополучия!

С искренним уважением к Вам!



Visit the Conference website: 3eceeds.ro

Contacts:

Email: contact@3eceeds.ro

The Romanian Association for Earthquake Engineering, with the support of Technical University of Civil Engineering of Bucharest (UTCB) and National Institute for Earth Physics (INFP), will organize with commitment and motivation the Third European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (3ECEEES), in 2022 in Bucharest, Romania.

Through Bucharest 3ECEEES, we are fully motivated and committed to promote the values of earthquake engineering and seismology for the benefit of human kind, to boost the European cooperation in these fields, to push the frontiers of knowledge and to equip the decision makers and building officials with the roadmap for the years to come aiming at seismic risk reduction and enhanced societal resilience.

We, hereby, declare that we will do our best to make sure that the 3ECEEES will be properly organized in 2022 by Romania and will be an outstanding scientific event fully adhering to the highest standards of quality set up by both EAEE and ESC.

We will be delighted to welcome you all in our wonderful country!



В.А. Лапин

кандидат технических наук, директор Центра научных исследований, ученый секретарь
АО «КазНИИСА», член-корреспондент НИА РК и МИА, Алматы, Казахстан

С.Е. Ержанов

кандидат технических наук, советник генерального директора по науке АО «КазНИИСА»,
член-корреспондент НИА РК и МИА, Алматы, Казахстан

УДК 699.841

Динамика объекта полигона сейсмоизоляции: здание-аналог

Аннотация: Приводятся результаты исследования эталонного здания (здания-аналога) полигона сейсмоизоляции. Полигон включает здания с обычными ленточными фундаментами с системой перекрестных лент, сейсмоизолирующими кинематическими фундаментами и опорами с прокладками из фторопласта. На зданиях установлены станции инженерно-сейсмометрической службы. Анализируются экспериментальные исследования дома-аналога, выполненные в конце 80-х годов. Результаты сравниваются с инструментальными записями

при землетрясении 16 августа 2014 года. Величина периода колебания здания по данным инструментально-сейсмометрической службы 0,40 сек, что полностью соответствует данным виброиспытаний при минимальной загрузке дебалансов – 0,39–0,42 сек. Установлено, что поэтажные перекосы этажей здания уменьшаются с высотой. Здание деформируется в основном по сдвиговой схеме. С учетом экспериментальных данных построена кусочно-линейная диаграмма деформирования одно-массовой динамической модели здания.

Ключевые слова: акселерограмма, динамика, виброиспытания, безопасность.

**Lapin V.A., Ph.D. in Engineering Science, Director of Center for Scientific Research in Building Industry,
Corresponding Member of International Engineering Academy**

and National Engineering Academy of the Republic of Kazakhstan, KazNIISA JSC, Almaty,

**Yerzhanov S.Y., Ph.D. in Engineering Science, Adviser to Director General, Corresponding Member of International
Engineering Academy and National Engineering Academy of the Republic of Kazakhstan, KazNIISA JSC, Almaty**

Object Dynamics of the Seismic Isolation Site: Analogous Building

Abstract: The results of reference building (analogous building) research at the seismic isolation site is presented in the study.

A system of cross-strips foundations, seismic insulating kinematic foundations and pillars with fluoroplastic gaskets were utilized in

building construction. There are stations of engineering seismological measurement services installed on the buildings. It is analyzed the experimental studies for analogous building performed in the late 80s. The results are compared with the earthquake instrumental records happened on August 16, 2014. According to the seismological measurement services the building oscillation period is 0.40 sec.

That fully corresponds to data vibration test with a minimum load of unbalances - 0.39-0.42 sec. It has been established that the floor distortions decrease with building height. Mainly The building is deformed by shear scheme. Taking into account the experimental data, a piecewise linear diagram of the deformation of a single-mass dynamic model of a building is constructed.

Keywords: accelerogramm, dynamics, vibration tests, safety.

Объективным является анализ поведения систем сейсмоизоляции путем сравнения с эталонным объектом, имеющим одинаковую надфундаментную часть и обычные, например, ленточные фундаменты.

Эталонный объект и здания с системами сейсмоизоляции должны быть обеспечены инструментальными средствами и желательно предварительно экспериментально исследованы. Другим условием является достаточно длительный интервал наблюдения за указанными объектами. Это позволяет выполнить оценку долговечности систем сейсмоизоляции и изменение жесткостных характеристик зданий с учетом перепланировок квартир, изменения физико-механических свойств основания. Изменение периода колебания отражает совокупность указанных выше факторов.

В АО «КазНИИСА» продолжают исследования оценки эффективности систем сейсмоизоляции различных типов на постоянно действующем специальном полигоне. В 1989 году на трех построенных домах с одинаковой надфундаментной частью (9-ти этажные крупнопанельные дома серии 158), но различными фундаментами: обычными ленточными с системой перекрестных лент, сейсмоизолирующими кинематическими [1-6] и опорами с прокладками из фторопласта, были установлены станции инженерно-сейсмометрической службы.

Эталонное здание представляет собой крупнопанельный жилой дом серии 158, одноподъездная блок-секция. Габариты здания: длина – 17,4 м, ширина – 12,9 м, высота – 31,5 м. Здание имеет 9 этажей высотой 3 м каждый с дополнительным техническим подпольем и полупроходным чердаком. Глубина заложения фундамента 3,8 м. Здание запроектировано для районов сейсмичностью 9 баллов, что соответствует фоновой сейсмичности г. Алматы. Грунтовые условия на площадке строительства – валуногалечники,

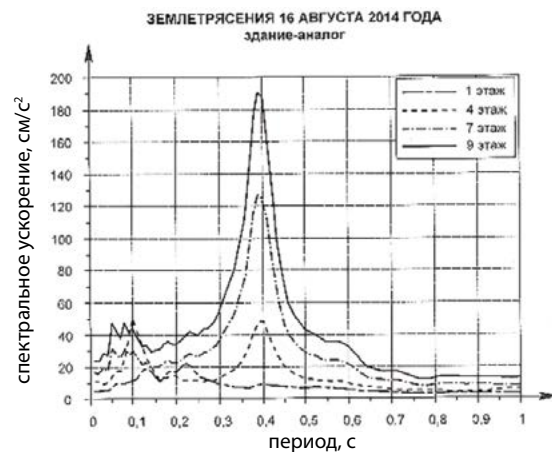


Рисунок 1 — Спектральные ускорения для землетрясения 16 августа 2014 года

Figure 1 — Spectral accelerations for the earthquake of August 16, 2014

2-й категории по сейсмическим свойствам. Уровень грунтовых вод 20 м.

16 августа 2014 года в 03 час. 42 мин. сетью сейсмических станций ГУ «Сейсмологическая опытно-методическая экспедиция Комитета науки Министерства образования и науки Республики Казахстан» зарегистрировано землетрясение. Эпицентр был расположен в 41 км на восток от г. Алматы с координатами 43°30' с.ш. и 77°40' в.д., энергетическим классом $K=12,0$, магнитудой $MPV=5,2$, глубиной 5 км. Подземные толчки ощущались в г. Алматы 4-5 баллов по шкале MSK-64.

В таблице 1 и на рис.1 приведены величины спектральных ускорений при данном землетрясении. Величина 0,4 сек является начальным периодом свободных колебаний здания.

Таблица 1 — Максимальные величины ускорений и параметры акселерограмм

Table 1 — Maximum sizes of accelerations and parameters accelerograms

Инструментальная запись	Ускорение, cm/s^2	Эффективная длительность, с	Спектральное ускорение, cm/s^2	Период максимума спектра, с
здание-аналог с ленточными фундаментами, станция №20				
89-A-1-1х, фундамент	5,12	6,38	21,88	0,22
89-A-4-4х, 4-й этаж	10,59	10,75	50,64(48,21)	0,10(0,40)
89-A-7-7х, 7-й этаж	16,01	10,45	126,63	0,39
89-A-9-9х, 9-й этаж	24,07	10,45	190,34	0,39

Таблица 2 — Результаты динамических испытаний здания-аналога при моменте эксцентриков вибратора $m_e = 500 \text{ кг}\cdot\text{м}$; $T = 0,39 \text{ сек}$; $f = 2,56 \text{ гц}$; $\omega = 16,1 \frac{\text{рад}}{\text{сек}}$; $P_d = 155,5 \text{ кН}$

Table 2 — Results of dynamic tests on building-analogue moment when the vibrator eccentrics $m_e = 500 \text{ кг}\cdot\text{м}$; $T = 0,39 \text{ сек}$; $f = 2,56 \text{ гц}$; $\omega = 16,1 \frac{\text{рад}}{\text{сек}}$; $P_d = 155,5 \text{ кН}$

Этаж	$A, \text{ мм}$	$\dot{A}, \text{ мм/сек}$	$\ddot{A}, \text{ мм/сек}^2$	$I, \text{ кН}$	$Q, \text{ кН}$	$\mathcal{E}, \text{ кН м}$
перекрытие	5,75	92,6	1490	425	425	1,31
9	5,1	82,1	1322	355	780	0,91
8	4,75	76,5	1232	320	1100	0,74
7	4,25	68,4	1101	254	1354	0,47
6	3,75	60,3	971	248	1602	0,46
5	3,25	52,3	842	213	1815	0,33
4	2,5	40,25	648	178	1993	0,23
3	1,75	28,2	454	142	2135	0,14
2	1,25	20,1	323	106	2241	0,08
1	0,8	12,9	208	71	2312	0,05
фундамент	0,69	8,0	128	-	-	-

Таблица 3 — Результаты динамических испытаний здания-аналога при моменте эксцентриков вибратора $m_e = 600 \text{ кг}\cdot\text{м}$; $T = 0,42 \text{ сек}$; $f = 2,38 \text{ гц}$; $\omega = 14,95 \frac{\text{рад}}{\text{сек}}$; $P_d = 133,2 \text{ кН}$

Table 3 — Results of dynamic tests on building-analogue moment when the vibrator eccentrics $m_e = 600 \text{ кг}\cdot\text{м}$; $T = 0,42 \text{ сек}$; $f = 2,38 \text{ гц}$; $\omega = 14,95 \frac{\text{рад}}{\text{сек}}$; $P_d = 133,2 \text{ кН}$

Этаж	$A, \text{ мм}$	$\dot{A}, \text{ мм/сек}$	$\ddot{A}, \text{ мм/сек}^2$	$I, \text{ кН}$	$Q, \text{ кН}$	$\mathcal{E}, \text{ кН м}$
перекрытие	6,0	89,4	1332	406	406	1,37
9	5,75	85,7	1276	372	778	1,15
8	5,25	78,2	1165	341	1119	0,96
7	4,75	70,7	1053	270	1389	0,61
6	4,0	59,6	888	248	1637	0,51
5	3,0	44,7	666	217	1854	0,39
4	2,5	37,3	555,8	155	2009	0,2
3	1,75	26,0	387,4	124	2133	0,13
2	1,25	18,6	277	93	2226	0,1
1	0,75	11,2	167	62	2288	0,7
фундамент	0,6	7,45	111	-	-	-

Для целей сопоставления ниже приводятся данные вибрационных испытаний дома-аналога, выполненные в 1988 году (участвовал один из авторов статьи). АО «КазНИ-ИСА» располагает мощной вибрационной машиной инерционного действия В-3, с помощью которой по настоящее время испытано свыше 100 зданий различной этажности и конструкции.

Здания-аналоги испытывались вибромашиной В-3, установленной на перекрытии 9 этажа. А также, отдельно, не-

большой вибромашиной, расположенной на фундаменте здания. Максимальное значение момента эксцентриков вибромашины В-3 3600 кгм, а малой вибромашины – 8 кгм. В испытаниях замерялись горизонтальные смещения в уровне всех перекрытий и фундамента, вертикальные перемещения в уровне фундаментов и девятого этажа сейсмоприемниками ВБП-3 и СМ-3, а также смещения, скорости и ускорения в уровне 7 и 9 этажа специальным комплексом датчиков. Деформации в арматуре в уровне первого и второго этажей

Таблица 4 — Результаты динамических испытаний здания-аналога при моменте эксцентриков вибратора
 $m_e = 3600 \text{ кг}\cdot\text{м}$; $T = 0,53 \text{ сек}$; $f = 1,89 \text{ Гц}$; $\omega = 11,84 \frac{\text{рад}}{\text{сек}}$; $P_d = 507 \text{ кН}$

Table 4 — Results of dynamic tests on building moment when the vibrator eccentrics
 $m_e = 3600 \text{ кг}\cdot\text{м}$; $T = 0,53 \text{ сек}$; $f = 1,89 \text{ Гц}$; $\omega = 11,84 \frac{\text{рад}}{\text{сек}}$; $P_d = 507 \text{ кН}$

Этаж	$A, \text{ мм}$	$\dot{A}, \text{ мм/сек}$	$\ddot{A}, \text{ мм/сек}^2$	$I, \text{ кН}$	$Q, \text{ кН}$	$\mathcal{E}, \text{ кН}\cdot\text{м}$
перекрытие	19,5	231,5	2748	808	808	8,6
9	18,2	216,0	2564	722	1530	6,9
8	17,0	201	2385	702	2232	6,5
7	15,6	185	2195	644	2876	5,5
6	14,2	168,5	2000	566	3442	4,2
5	12,3	146	1733	468	3910	2,9
4	10,0	119	1412	351	4261	1,6
3	7,2	85,5	1014	273	4534	1,0
2	5,00	59,4	705	195	4729	0,5
1	2,25	26,7	317	98	4827	0,2
фундамент	1,02	9,5	113	-	-	-

Таблица 5 — Результаты динамических испытаний здания-аналога при моменте эксцентриков вибратора
 $m_e = 3600 \text{ кг}\cdot\text{м}$; $T = 0,56 \text{ сек}$; $f = 1,78 \text{ Гц}$; $\omega = 11,21 \frac{\text{рад}}{\text{сек}}$; $P_d = 499 \text{ кН}$

Table 5 — Results of dynamic tests on building-analogue moment when the vibrator eccentrics
 $m_e = 3600 \text{ кг}\cdot\text{м}$; $T = 0,56 \text{ сек}$; $f = 1,78 \text{ Гц}$; $\omega = 11,21 \frac{\text{рад}}{\text{сек}}$; $P_d = 499 \text{ кН}$

Этаж	$A, \text{ мм}$	$\dot{A}, \text{ мм/сек}$	$\ddot{A}, \text{ мм/сек}^2$	$I, \text{ кН}$	$Q, \text{ кН}$	$\mathcal{E}, \text{ кН}\cdot\text{м}$
перекрытие	17,75	198,4	2218	648	648	6,2
9	17,0	190	2124	577	1225	4,9
8	16,5	184,8	2062	561	1786	4,8
7	15,0	167,7	1875	495	2281	3,6
6	13,0	145,3	1621	429	2710	2,7
5	10,5	117,4	1313	363	3073	1,9
4	8,5	95,0	1062	281	3361	1,2
3	6,3	70,4	787	265	3576	0,68
2	4,0	44,7	499	132	3708	0,38
1	1,0	22,4	250,4	66	3774	0,19
фундамент	0,93	11,2	125,2	-	-	-

замерялись тензометрической аппаратурой. Тензометрической аппаратурой замерялись также упругие и неупругие вертикальные перемещения фундаментов, относительные горизонтальные перемещения первого и второго этажей и покрытия, относительные вертикальные перемещения первого этажа и покрытия, динамические давления по подошве фундаментов и эксцентриситеты массы дебалансов. Остаточные вертикальные смещения фундаментов после различных этапов вибрационных испытаний измерялись нивелиром.

Плавным изменением частоты вращения вибромашины достигался резонанс системы здание-грунт, а затем выход из него. В испытаниях с вибромашиной В-3 был достигнут резонанс системы здание-грунт лишь по первой форме, а в испытаниях с малой вибромашиной достигался резонанс системы и по второй форме.

В таблицах 2-7 приведены амплитуды горизонтальных перемещений в уровне каждого перекрытия и вертикальные перемещения в уровне фундаментов при различных

Таблица 6 — Результаты динамических испытаний здания-аналога при моменте эксцентриков вибратора
 $m_e = 2160 \text{ кг}\cdot\text{м}$; $T = 0,54 \text{ сек}$; $f = 1,85 \text{ Гц}$; $\omega = 11,63 \frac{\text{рад}}{\text{сек}}$; $P_d = 291 \text{ кН}$

Table 6 — Results of dynamic tests on building-analogue moment when the vibrator eccentrics
 $m_e = 2160 \text{ кг}\cdot\text{м}$; $T = 0,54 \text{ сек}$; $f = 1,85 \text{ Гц}$; $\omega = 11,63 \frac{\text{рад}}{\text{сек}}$; $P_d = 291 \text{ кН}$

Этаж	$A, \text{ мм}$	$\dot{A}, \text{ мм/сек}$	$\ddot{A}, \text{ мм/сек}^2$	$I, \text{ кН}$	$Q, \text{ кН}$	$\mathcal{E}, \text{ кН м}$
перекрытие	13	151	1754	530	530	3,85
9	12,75	148	1720	468	998	3,0
8	12,0	139,4	1620	450	1448	2,77
7	11,0	127,8	1485	414	1862	2,35
6	10,0	116,2	1350	360	2222	1,77
5	8,0	92,9	1080	306	2528	1,28
4	6,0	69,7	810	216	2744	0,64
3	4,0	48,5	564	144	2888	0,28
2	2,25	26,1	303	72	2960	0,07
1	0,75	8,7	101	18	2978	0,01
фундамент	0,5	5,8	67,4	-	-	-

Таблица 7 — Результаты динамических испытаний здания-аналога при моменте эксцентриков вибратора
 $m_e = 360 \text{ кг}\cdot\text{м}$; $T = 0,512 \text{ сек}$; $f = 1,96 \text{ Гц}$; $\omega = 12,3 \frac{\text{рад}}{\text{сек}}$; $P_d = 54 \text{ кН}$

Table 7 — Results of dynamic tests on building-analogue moment when the vibrator eccentrics
 $m_e = 360 \text{ кг}\cdot\text{м}$; $T = 0,512 \text{ сек}$; $f = 1,96 \text{ Гц}$; $\omega = 12,3 \frac{\text{рад}}{\text{сек}}$; $P_d = 54 \text{ кН}$

Этаж	$A, \text{ мм}$	$\dot{A}, \text{ мм/сек}$	$\ddot{A}, \text{ мм/сек}^2$	$I, \text{ кН}$	$Q, \text{ кН}$	$\mathcal{E}, \text{ кН м}$
перекрытие	4,0	49,2	605	183	183	0,40
9	4,0	49,2	605	168	351	0,35
8	3,75	46,1	567	168	519	0,35
7	3,5	43,1	530	147	666	0,26
6	3,0	36,9	453,9	126	792	0,19
5	2,5	30,8	379	105	897	0,13
4	1,9	23,4	288	84	1741	0,09
3	1,25	15,4	189	63	1804	0,05
2	0,1	12,3	151	34	1838	0,02
1	0,5	6,2	76	17	1855	0,01
фундамент	0,22	2,5	30,7	-	-	-

значениях моментов эксцентриков вибромашины В-3. Здесь $T, f, \omega, A, \dot{A}, \ddot{A}$ – период, частота, круговая частота, амплитуда смещения, скорости, ускорения, соответствующие максимальной реакции здания.
 P_d – возмущающая сила вибратора; I – инерционные силы в уровнях перекрытия; Q – поперечная сила, \mathcal{E} – энергия колеблющейся системы.

Моменты эксцентриков вибромашины менялись от 600 до 3600 кгм, при этом максимальные значения возмущающих инерционных сил находились в пределах 155-507 кН. Периоды собственных колебаний изменялись от 0,39 до 0,53 сек, амплитуды горизонтальных перемещений в уровне покрытия от 5,8 до 19,5 мм, перемещения основания от 0,6 до 1,0 мм, амплитуды перерезывающих сил в уровне фундаментов от 1800 до 4800 кН.

Таблица 8 — Результаты динамических испытаний здания-аналога при моменте эксцентриков вибратора $m_e = 8,0 \text{ кг}\cdot\text{м}$; $T = 0,31 \text{ сек}$; $f = 3,2 \text{ Гц}$; $\omega = 20,1 \frac{\text{рад}}{\text{сек}}$; $P_d = 3,296 \text{ кН}$

Table 8 — Results of dynamic tests on building-analogue moment when the vibrator eccentrics $m_e = 8,0 \text{ kg}\cdot\text{m}$; $T = 0,31 \text{ sec}$; $f = 3,2 \text{ Hz}$; $\omega = 20,1 \frac{\text{rad}}{\text{sec}}$; $P_d = 3,296 \text{ kN}$;

Этаж	$A, \text{ мм}$	$\dot{A}, \text{ мм/сек}$	$\ddot{A}, \text{ мм/сек}^2$	$I, \text{ кН}$	$Q, \text{ кН}$	$\Sigma, \text{ кН м}$
перекрытие	0,0126	0,255	5,17	1,4	1,4	8,77
9	0,0115	0,233	4,73	1,28	2,68	7,33
8	0,010	0,203	4,12	1,11	3,79	5,56
7	0,095	0,193	3,92	1,06	4,85	5,02
6	0,080	0,162	3,29	0,88	5,73	3,54
5	0,070	0,142	2,88	0,78	6,51	2,72
4	0,095	0,112	2,27	0,61	7,12	1,69
3	0,045	0,091	1,85	0,50	7,62	1,12
2	0,030	0,061	1,24	0,33	7,95	0,50
1	0,00119	0,024	0,48	0,13	8,08	0,07
фундамент	0,001	-	-	-	-	-

Интересно, что результаты в таблицах 4,5 получены при одинаковых величинах момента эксцентриков вибратора $m_e = 3600 \text{ кг}\cdot\text{м}$. Это было сделано для оценки влияния повторности нагружения. Отличия по величине периода колебания примерно 5%, по кинематическим параметрам – до 10%.

Период резонансных колебаний увеличивается от этапа к этапу с увеличением возмущающей силы в 1,75 раза. При дальнейшем уменьшении возмущающей силы период резонансных колебаний здания остается практически таким же, как и при максимальном воздействии. Такой характер работы свидетельствует о накоплении повреждений в здании.

В таблице 6 приведены результаты измерений при резком уменьшении момента эксцентриков вибратора.

Резонансный период колебаний из таблиц 2 и 3 $T_{\text{рез}} = 0,39 - 0,42 \text{ сек}$. Он совпадает с периодом максимума спектра из табл.1. Результаты в таблице 7 получены при

дальнейшем сбросе нагрузки. Момент эксцентрика вибромашины уменьшился до 360 кгм. При этом период колебания уменьшился до 0,51 сек.

В таблице 8 приведены амплитуды горизонтальных перемещений в уровне каждого перекрытия и вертикальные перемещения в уровне фундаментов при испытаниях малой вибромашиной, стоящей на фундаменте. Момент эксцентриков вибромашины равнялся 8 кгм, амплитуда перемещения перекрытия – 0,013 мм, период резонансных колебаний системы здание-грунт по первой форме 0,31 сек, при этом амплитуды горизонтального смещения и ускорения основания составили 0,001 мм и 0,48 мм/сек² соответственно.

На рисунке 2 приведены величины поэтажных перемещений и ускорений по высоте здания при разных значениях момента эксцентриков вибратора из таблиц 2-5. Уровень 0 соответствует фундаменту здания, а уровень 10 – перекрытию.

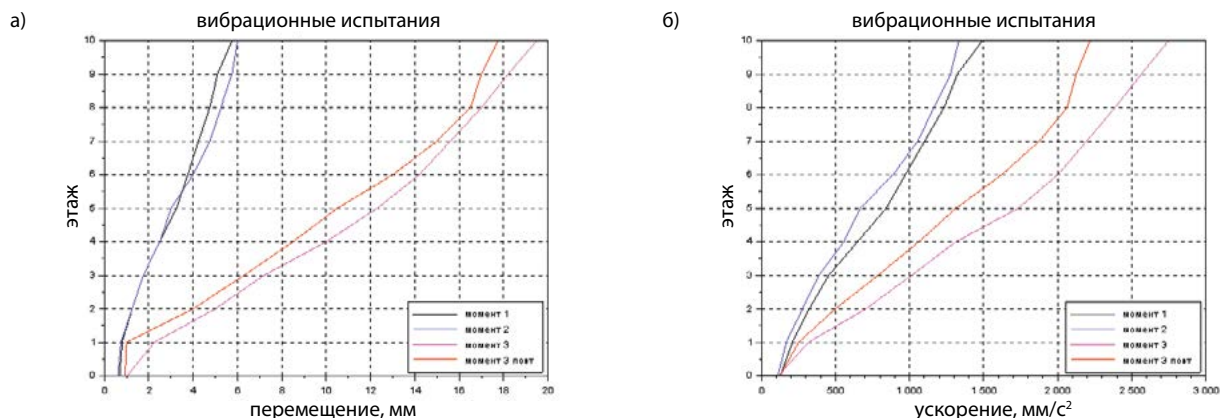


Рисунок 2 — Величины перемещений и ускорений ярусов здания по этапам испытания

Figure 2 — The magnitude of the movements and accelerations of the tiers of the building at the stages of testing

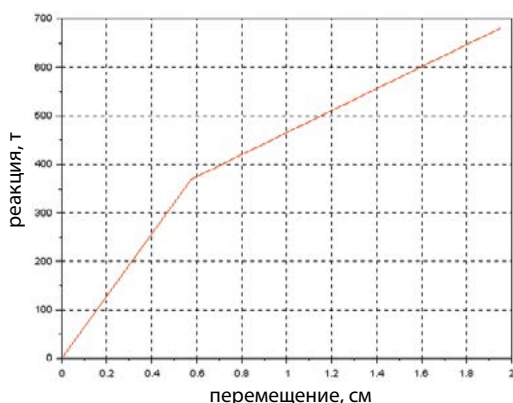


Рисунок 3 — Диаграмма деформирования дома-аналога

Figure 3 — Deformation diagram of the house-analogue

При близких величинах момента эксцентрики графики перемещений отличаются мало. Аналогичное явление наблюдается и для значений ускорений.

Горизонтальные перемещения точек здания образуются за счет деформаций здания и за счет поворота на грунте, причем перемещения за счет поворота составляют 30–50% от общих горизонтальных перемещений.

Деформации здания носят преимущественно сдвиговой характер. Это следует из того, что амплитуды горизонтальных относительных перемещений первого и девятого этажей при максимальной возмущающей силе около 15 мм, а относительных вертикальных перемещений на два порядка меньше (0,3 мм), при этом амплитуда вертикальных перемещений фундаментов – 3 мм. Междуетажные смещения (перекосы) увеличиваются сверху вниз пропорционально увеличению поперечной силы.

Сдвиговые деформации в здании происходят за счет деформации панелей и за счет швов между панелями. Причем между первым и вторым этажом сдвиговые деформации между панелями достигают 70%.

В процессе проведения вибрационных испытаний возникли вертикальные остаточные перемещения фундаментов здания – осадки, которые составили 10-15 мм. В этом числе при испытаниях с максимальным моментом эксцентриков вибромашины эти осадки, зафиксированные тензометрической аппаратурой, составили 2,5 мм.

Статическое давление по подошве фундамента около 2,0 кг/см², при этом осадки равны 10-15 мм. Дополнительное максимальное динамическое давление по подошве фундамента также около 2,0 кг/см². И, как указывалось выше, они привели к образованию дополнительной осадки 10-15 мм. Средняя величина осадки за цикл около 0,05 мм.

По данным таблиц 2, 4 построим диаграмму деформирования здания-аналога (эталонного здания), моделируемого одномассовой консольной системой, где масса приложена в уровне перекрытия (зависимость сила – перемещение). На рис.3 представлена диаграмма деформирования здания.

Для проверки зависимости вычисляем периоды колебания указанной модели здания. Для случая линейного участка жесткость равна $C_1 = 369$ т/см, вес здания $Q = 2430$ т. Круговая частота свободных колебаний $\omega = 16,09 \frac{\text{рад}}{\text{сек}}$ или период $T = 0,39$ сек полностью соответствует экспериментальным данным из таблицы 1.

Для второго участка воспользуемся приближенной формулой из [7] (A – амплитуда перемещения, $R(A)$ – реакция системы)

$$\omega^2 = \frac{R(A)}{mA} \quad (1)$$

Если $A = 1,95$ см, $R(A) = 681$ т, $C_2 = 227$ т/см, то $\omega = 11,87 \frac{\text{рад}}{\text{сек}}$ и период свободных колебаний $T = 0,53$ сек. имеет место совпадение с экспериментальным результатом таблицы 4.

Для построения 3-го линейного участка кусочно-линейной диаграммы деформирования целесообразно воспользоваться экспериментальными данными по результатам испытания 4-х этажного крупнопанельного дома в г. Навои [8], который при динамических вибрационных испытаниях

Таблица 9 — Величины максимальных перемещений нелинейной модели

Table 9 — The magnitudes of the maximum displacements of the nonlinear model

№	Акселерограмма	Максимальное ускорение акселерограммы, см/с ²	Максимальное перемещение динамической модели, см
1	89-A-1-1x	5,12	0,04
2	Байсорунское землетрясение, 12.11.90, с/с «Курменты», N-S	699,2	1,96
3	Байсорунское землетрясение, 12.11.90, с/с «Курменты», E-W	436,9	1,29
4	Байсорунское землетрясение, 12.11.90, с/с «ТУРГЕНЬ», E-W	64,0	0,41
5	Байсорунское землетрясение, 12.11.90, с/с «МЕДЕО», E-W	43,5	0,19

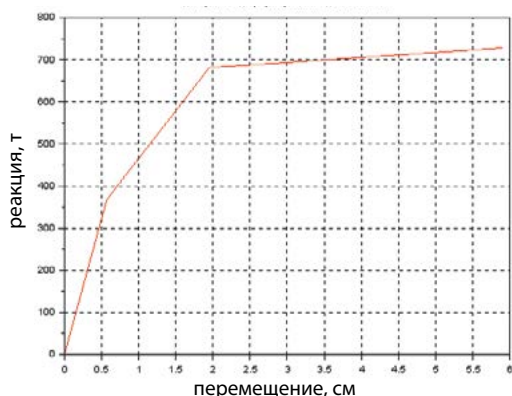


Рисунок 4 — Откорректированная диаграмма деформирования одномассовой динамической модели дома-аналога

Figure 4 — Corrected warping diagram single-mass dynamic home-analog model

получил степень повреждения не ниже 3-й. При указанных испытаниях резонансная частота здания-аналога на ленточных фундаментах уменьшилась в 2,3 раза. Тогда прием для третьего участка диаграммы деформирования $f = 1,115$ Гц или период свободных колебаний сек. По формуле 1 подбирается величина жесткости 3-го участка. На рис. 4 приведена кусочно-линейная диаграмма деформирования, построенная при выполнении приведенных выше соображений. Гарантируется период свободных колебаний динамической модели в пределах 0,39 сек – 0,89 сек. Указанная диаграмма в общем случае нелинейная и может быть использована при изучении поведения здания-аналога при воздействии землетрясений, заданных инструментальными записями как инженерно-сейсмометрической службы АО «КазНИИСА», так и акселерограммами, полученными сейсмостанциями Института сейсмологии Республики Казахстан.

Диссипативные характеристики дома-аналога следует принимать из расчета величины логарифмического декремента колебания в пределах 0,26-0,36.

Для примера использования построенной диаграммы деформирования выполним расчет динамической модели здания на воздействие реальных акселерограмм. В таблице 9 приведены некоторые результаты расчетов. Первая из указанных акселерограмм из таблицы 1, а остальные получены Службой сильных движений Института сейсмологии Республики Казахстан при интенсивном Байсорунском землетрясении 12.11.90 г. в Алматинской области.

По результатам расчета перемещений из таблицы 9 с помощью графика на рис.4 легко определяется реакция системы.

Результаты экспериментальных исследований изложены достаточно подробно – эти данные будут использованы для идентификации динамической модели здания как много-массовой дискретной системы с использованием набора инструментов System Identification Toolbox системы компьютерной математики Matlab.

Выводы

1. По объекту полигона сейсмоизоляции в г.Алматы для эталонного здания на ленточных фундаментах, оснащенного станцией инженерно-сейсмометрической службы (сейсмостанция № 20), выполнен комплекс экспериментальных исследований, включающий динамические вибрационные испытания и наблюдения в ждущем режиме с помощью станции инженерно-сейсмометрической службы.

2. Эталонное здание на ленточном фундаменте работает по классической модели с пропорциональным возрастанием поэтажных ускорений к последнему этажу и уменьшением перекосов этажей по мере увеличения высоты здания. Деформации здания носят характер сдвиговых. Расчетная динамическая модель может быть принята одномассовой.

3. Величина периода колебания здания по данным инструментально-сейсмометрической службы 0,40 сек, что полностью соответствует данным виброиспытаний при минимальной загрузке дебалансов – 0,39-0,42 сек.

4. Период колебаний здания за 30 лет службы сооружения не изменился.

5. При увеличении интенсивности динамического (сейсмического воздействия) ожидается смещение периода максимума спектра к величинам 0,51-0,54 сек.

6. Период максимума спектра инструментальной записи в уровне фундамента, характеризует частотный состав сейсмического воздействия.

7. Полученная диаграмма деформирования крупнопанельного здания серии 158 может использоваться для прогноза поведения здания при сейсмическом воздействии различной интенсивности. Диаграмма деформирования по мере накопления экспериментальных данных будет уточняться.

8. Ручная оцифровка акселерограмм землетрясения выполнена корректно.

Исследования выполнялись с использованием средств гранта AP 05130702 Министерства образования и науки Республики Казахстан.

The studies were performed using the funds of grant AP 05130702 of the Ministry of Education and Science of the Republic of Kazakhstan.

Литература

1. Черепинский Ю.Д., Лапин В.А. Основы сейсмоизоляции в строительстве. Иркутск: «Элит», 1995. 204 с.
2. Черепинский Ю.Д. Экспериментальные исследования, расчетно-теоретический анализ и внедрение в строительство сейсмо-

изолирующих конструктивных систем КФ. Автореферат диссертации на соискание ученой степени доктора технических наук. Новосибирск, 1998. 46 с.

3. Черепинский Ю.Д. Сейсмоизоляция жилых зданий. Алматы: КазГАСА, 2003. 157 с.

4. Ержанов С.Е., Лапин В.А., Даугавет В.П. Ис-

следование динамики сейсмоизолированного дома с помощью станций инженерно-сейсмометрической службы // В сб. трудов Международной научно-практической конференции «Новые строительные тренды в XXI веке». Алматы, 2017. С.82-89.

5. Лапин В.А., Черепинский Ю.Д., Филиппов О.Р.

Сейсмостойкость 9-этажных домов серии 158 на кинематических фундаментах. Алматы, 1991. Серия: «Жилищно-гражданское строительство (республиканский опыт)». С.1-7.

6. Лапин В.А., Ержанов С.Е., Даугавет В.П. Изучение динамики сейсмоизолированных

зданий с помощью станций инженерно-сейсмометрической службы // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2018. №1. С.40-45.

7. Пановко Я.Г. Введение в теорию механических колебаний. М.: «Наука», 1980. 270 с.

8. Черепинский Ю.Д., Филиппов О.Р., Шершнева А.В. Оценка сейсмостойкости крупнопанельных зданий на кинематических (КФ) фундаментах. «Исследование сейсмостойкости сооружений и конструкций». Алматы, 1982. Вып.13(23). С.82-99.

References

1. Cherepinsky Yu.D., Lapin V.A. Fundamentals of Seismic Isolation in Construction. – Irkutsk: ELITE Publishing House, 1995. 204 p.

2. Cherepinsky Yu.D. Experimental studies, design and theoretical analysis and introduction of seismically isolating structural systems of kinematic foundations in construction. Synopsis of thesis for Academic Degree of the Doctor of Technical Sciences. Novosibirsk, 1998. 46 p.

3. Cherepinsky Yu.D. Seismic isolation of residential buildings. Almaty: KazGASA, 2003, 157 p.

4. Yerzhanov S.Y., Lapin V.A., Daugavet V.P. Dynamic study of seismically isolated house with the aid of the stations of engineering seismometric service // In the collected papers of the International scientific and practical conference «New construction trends in the XXI century» Almaty, 2017. P.82-89.

5. Lapin V.A., Cherepinsky Yu.D., Filippov O.R. Earthquake resistance of 9-storey houses of the 158 series on kinematic foundations. Almaty, 1991. Civil and Housing Construction Series (Republican Experience). P.1-7.

6. Yerzhanov S.Y., Lapin V.A., Daugavet V.P. Studying the dynamics of seismically isolated buildings with the aid of the stations of engineering seismometric service // Earthquake engineering. Constructions safety. 2018. №1. P.40-45.

7. Panovko Ya.G. Introduction to the theory of mechanical vibrations. M.: «Science», 1980. 270 p.

8. Cherepinsky Yu.D., Filippov O.R., Shershnev A.V. Evaluation of seismic resistance of large-panel buildings on kinematic (KF) foundations. «Investigation of seismic resistance of building and constructions». Almaty, 1982, issue 13 (23). P.82-99.

Для цитирования: Лапин В.А., Ержанов С.Е. Динамика объекта полигона сейсмоизоляции: здание-аналог // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2019. № 3. С. 47-55.

For citation: Lapin V.A., Yerzhanov S.Y. Object Dynamics of the Seismic Isolation Site: Analogous Building // Seismostoykoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii [Earthquake engineering. Constructions safety], 2019, no. 3, pp. 47-55. (In Russian).

ПРАВИЛА ОФОРМЛЕНИЯ МАТЕРИАЛОВ ДЛЯ ПУБЛИКАЦИИ В ЖУРНАЛЕ «СЕЙСМОСТОЙКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО. БЕЗОПАСНОСТЬ СООРУЖЕНИЙ»

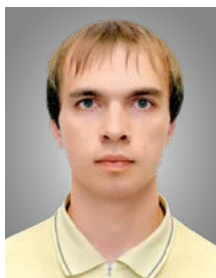
Текст:

1. **Объем статьи** не должен превышать **40 000** знаков.
2. **Количество авторов** статьи – не более 3-х.
3. **Сведения об авторе** должны содержать: ФИО, регалии, место работы и должность, почтовый и электронный адреса, контактный телефон **на русском и английском языках**. Необходима фотография в формате TIF, JPG.
4. **Ключевые слова** к статье* должны быть **на русском и английском языках**.
5. **Аннотация** к статье должна содержать 200–250 слов **на русском и английском языках**.
Аннотация на английском языке не должна полностью повторять текст аннотации на русском языке.
Статья должна содержать: введение, цели задачи, методы, результаты, заключение.
6. Обязательно наличие **библиографического списка** с ссылками по тексту на русском (ГОСТ Р 7.0.5–2008) и английском языках (или латиницей по правилам Scopus).
7. Обязательное приложение – **рекомендательное письмо** от организации, которую представляет автор, **рецензия** или **экспертное заключение** (для аспирантов или соискателей ученой степени кандидата наук).

Иллюстрации:

1. **Рисунки** должны быть представлены в форматах файлов (под PC): **PDF, EPS, AI**;
2. **Фото** должны быть представлены для публикации в форматах файлов (под PC): **TIFF, JPG**;
3. **Разрешение** файлов – не менее **300 dpi**;
4. **Таблицы, схемы и диаграммы** должны быть встроены в статью и иметь связи (быть доступными для редактирования) с программой, в которой они созданы (**Excel**);
5. Наличие **подписи к иллюстрациям и рисункам** на русском и английском языках, оформленных отдельным списком.
6. **Данные в таблицах** даются полностью **без сокращений**.
7. **Математические формулы и выражения** должны быть записаны в **Microsoft Word** или с помощью редактора **Microsoft Equation 3.0**.
8. **УДК статьи**.

Ждем ваши материалы по адресу:
109456, а/я 29, г. Москва
или по e-mail: **info@raee.su**,
т/ф.: **(499) 174–70–65**



Ю.И. Колесников

доктор технических наук, главный научный сотрудник

Институт нефтегазовой геологии и геофизики им. А.А. Трофимука СО РАН, Новосибирск, Россия

К.В. Федин

кандидат технических наук, научный сотрудник

Институт нефтегазовой геологии и геофизики им. А.А. Трофимука СО РАН, Новосибирск, Россия

Л. Нгомайезве

магистрант

Новосибирский государственный университет, Новосибирск, Россия

УДК 550.34.016; 699.84

О влиянии сезонных изменений резонансных свойств приповерхностных грунтов на сейсмобезопасность сооружений

Аннотация: Приведены результаты натурных экспериментов по оценке возможного влияния на сейсмобезопасность сооружений сезонных изменений резонансных свойств приповерхностных грунтов, лежащих в их основании. Собственные частоты десятиэтажного жилого дома и поверхностного грунтового слоя определялись по данным пассивных (шумовых) сейсмоакустических измерений, выполненных в конце января и в конце июня. Результаты экспериментов показали, что в районах с климатическими условиями,

характеризующимися сменой длительных периодов положительных и отрицательных температур, резонансные свойства поверхностного грунтового слоя в течение года могут изменяться в существенно больших пределах, чем свойства построенных на них сооружений. В определенные периоды такие изменения могут приводить к совпадению некоторых собственных частот грунтового слоя и стоящих на нем сооружений, что в конечном счете снижает сейсмобезопасность последних.

Ключевые слова: собственные колебания здания, сейсмобезопасность, резонансные свойства грунтового основания, сезонные изменения, пассивные сейсмические наблюдения.

Kolesnikov Yu.I., DSc. (technics), Chief Researcher,

Trofimuk Institute of Petroleum Geology and Geophysics SB RAS, Novosibirsk, Russia

Fedin K.V., PhD, Researcher, Trofimuk Institute of Petroleum Geology and Geophysics SB RAS, Novosibirsk, Russia

Ngomayezwe L., Postgraduate, Novosibirsk State University, Novosibirsk, Russia

On the Influence of Seasonal Changes in the Resonant Properties of Surface Soils on Seismic Safety of Structures

Abstract: The results of field experiments to assess the possible influence on seismic safety of structures of seasonal changes in the resonant properties of the underlying subsurface soils are given. The natural frequencies of a ten-story residential building and the surface soil layer were determined from passive (noise) seismic acoustic measurements made at the end of January and the end of June. The results of the experiments showed that in areas with

climatic conditions characterized by alternation of long periods of positive and negative temperatures, the resonance properties of the surface soil layer during the year can vary more significantly than the properties of the structures built on them. At certain periods, such changes can lead to the coincidence of some natural frequencies of the soil layer and the structures standing on it, which ultimately reduces their seismic safety.

Keywords: natural oscillations of the building, seismic safety, resonance properties of the foundation bed, seasonal changes, passive seismic observations.

Введение

При строительстве зданий и инженерных сооружений, особенно в сейсмоактивных регионах, большое внимание уделяется их взаимодействию с основаниями – грунтами, на которых они возводятся. В частности, при проектировании таких объектов стараются следить за тем, чтобы их собственные частоты, по крайней мере для наиболее интенсивных мод собственных колебаний, не совпадали с собственными частотами оснований, что позволяет в значительной мере нивелировать возможные резонансные явления при землетрясениях.

Однако собственные частоты уже построенных сооружений могут существенно отличаться от расчетных в силу разных причин – ошибок в расчетах, отступлений от проекта в ходе строительства, замены строительных материалов на их аналоги и др. В ходе эксплуатации также могут происходить изменения собственных частот таких объектов вследствие различных изменений их конструкции, возникновения дефектов, естественного старения и др. [29, 30, 16, 18, 14]. Небольшие изменения собственных частот могут происходить и в течение относительно коротких временных отрезков, например, под влиянием ветра, дождя, температурных колебаний и т.д. [31, 18, 25, 13], а также из-за сезонных изменений климатических условий [24, 32, 12].

Все указанные факторы, влияющие на собственные частоты сооружений, при определенных условиях могут приводить к снижению их сейсмобезопасности. Поэтому при обследовании и мониторинге технического состояния зданий и сооружений, в особенности повышенного уровня ответственности, важная роль отводится экспериментальным методам определения собственных частот и форм колебаний таких объектов.

Для определения этих динамических параметров применяют разные методы. Можно инициировать стоячие волны на частотах собственных колебаний сооружений искусственно, например, вибрационными воздействиями [19, 18, 33], ударами кувалды [21, 27], быстрым снятием нагрузки [28]. Также для этих целей используют записи землетрясений [18, 17] или шумы, возбуждаемые в исследуемых объектах ветром, транспортом, различными механизмами и т.д. [20, 15, 3, 24, 26, 12].

С другой стороны, очевидно, что со временем могут меняться динамические свойства не только самих надземных сооружений, но и их оснований, причинами чего могут быть изменения уровня грунтовых вод, влажности и температуры приповерхностных грунтов и т.д. В особенности это касается криолитозоны и районов, характеризующихся чередованием длительных периодов положительных и отрицательных температур. В таких районах мощность слоя сезонных промерзаний и оттаиваний грунтов может достигать нескольких метров [4]. Изменение состояния приповерхностных грунтов, естественно, должно так или иначе менять их резонансные свойства. Такие сезонные вариации наблюдались нами ранее при оценке резонансных свойств верхней части разреза на территории геофизической обсерватории «Ключи» под Новосибирском [7]. При этом увеличение собственных частот приповерхностного слоя в зимний период относительно летнего достигало 15-20%.

В данной статье на примере относительно недавно построенного в новосибирском Академгородке десятиэтажного жилого здания показано, что сезонные изменения резонансных свойств грунтовых оснований могут оказывать влияние на сейсмобезопасность надземных сооружений вне зависимости от изменения резонансных свойств самих сооружений.

Мотивация к проведению экспериментальных исследований

Десятиэтажный четырехподъездный жилой дом, выбранный в качестве объекта настоящего исследования, расположен по адресу: г. Новосибирск, ул. Разъездная, д. 10 (рис. 1). Кирпичное здание построено на свайном фундаменте и сдано в эксплуатацию в 2011 году. Дом находится в непосредственной близости от железнодорожной станции Сеятель, расположенной в пределах новосибирского Академгородка. В плане дом имеет L-образную форму и состоит из трех однотипных секций, две из которых ориентированы примерно параллельно железнодорожным путям, а третья – перпендикулярно к ним. Расстояние от дома до ближайшего железнодорожного пути составляет примерно 80 м.



- 1 Жилой дом
- 2 Гараж
- 3 Ж/д станция Сеятель

Рисунок 1 — Расположение жилого дома и гаража, в которых проводились наблюдения, по отношению к железнодорожным путям и общий вид жилого дома со стороны железной дороги

Figure 1 — Location of the residential building and the garage in which the observations were made in relation to the railway and general view of the residential building from the side of the railway

Станция «Сеятель» характеризуется довольно интенсивным железнодорожным движением, так как проходящая через нее железная дорога связывает Новосибирск с южными районами Западной Сибири и Казахстаном. Только пассажирских (пригородных и дальнего следования) поездов через эту станцию проходит несколько десятков в сутки.

Интенсивное железнодорожное движение в непосредственной близости от рассматриваемого дома приводит к тому, что он испытывает повышенные в сравнении с большинством других домов данного района вибрационные нагрузки. Хотя все работы по проектированию и возведению данного объекта были, естественно, проведены в соответствии с требованиями строительных норм и правил (СНиП) и согласованы с надзорными органами, некоторые жители, в особенности верхних этажей этого дома, отмечают, что в отдельные периоды вибрация от проходящих составов сопровождается характерными «поскрипываниями» в строительных конструкциях. Причем эти явления носят сезонный характер, а именно, наблюдаются только в зимнее время, преимущественно в январе-феврале.

С учетом того, что, согласно опубликованным данным, сезонные изменения климатических условий могут оказывать влияние на собственные частоты как сооружений [24, 32, 12], так и приповерхностных грунтов [5], было принято решение оценить возможность влияния этих сезонных факторов на реакцию строительных конструкций на внешние вибрации. С этой целью были проведены две серии экспериментов по регистрации сейсмоакустических

шумов как внутри исследуемого здания для определения его собственных частот и форм колебаний, так и вне его – для определения собственных частот приповерхностных грунтов. Одна серия наблюдений проводилась в конце января, а вторая – в конце июня.

Метод исследования

Для исследования собственных частот здания и приповерхностных грунтов в данной работе применялся пассивный (без искусственных источников) метод, основанный на выделении стоячих волн из сейсмоакустических шумов, регистрируемых в ограниченных объектах. Суть метода сводится к накоплению большого числа амплитудных спектров шумовых записей, сделанных в каждой точке наблюдений. В результате накопления на осредненных спектрах появляются регулярные (или квазирегулярные при частотно-зависимых скоростях упругих волн) последовательности пиков на собственных частотах изучаемых объектов, соответствующие семействам стоячих волн разных типов. Этот метод неоднократно применялся нами ранее при физическом моделировании стоячих волн в различных объектах [9, 10, 2, 6, 22], а также был успешно опробован на результатах натурных экспериментов [7, 5, 22, 11].

В описываемой серии экспериментов регистрация сейсмоакустических шумов (микросейсм) проводилась в зимний и летний периоды в одних и тех же точках в одном из подъездов исследуемого здания, а также в подвале одного из находящихся поблизости гаражей. Для регистрации использо-

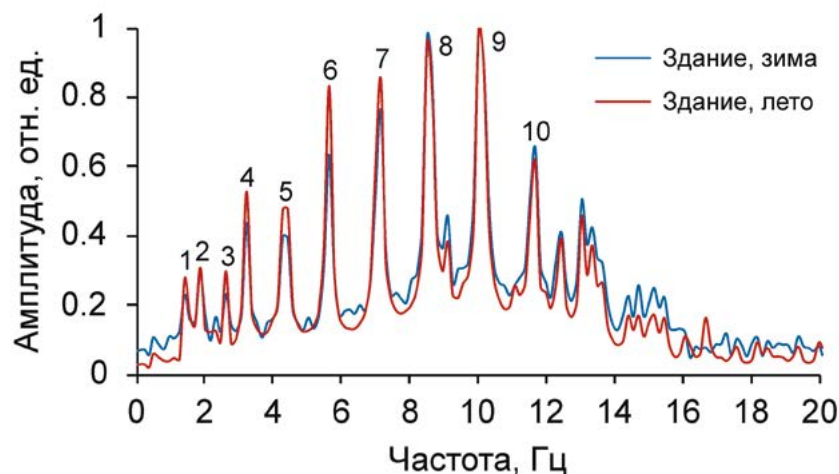


Рисунок 2 — Осредненные по времени и по всем точкам наблюдений нормированные амплитудные спектры шумовых записей, зарегистрированных в здании в зимний и летний периоды

Figure 2 — Time-averaged over all observation points normalized amplitude spectra of noise recorded in the building in winter and summer periods

вались горизонтальные геофоны GS20DX и одноканальные автономные цифровые регистраторы Texan (RefTek-125A) с частотой дискретизации 1 кГц. Нужно заметить, что чувствительность геофонов GS-20DX на частотах ниже собственной (10 Гц), согласно паспортным данным, резко снижается. Тем не менее, как будет показано ниже, накопление большого числа амплитудных спектров шумовых записей позволяет уверенно выделять стоячие волны даже с существенно меньшими частотами.

При обработке шумовые записи разбивались на фрагменты длительностью $T \approx 8,2$ с (8192 отсчета), и вычислялись амплитудные спектры этих фрагментов. Такая длительность обрабатываемых временных отрезков обеспечивает достаточную для исследуемого частотного диапазона спектральную разрешающую способность ($\Delta f = 1/T$) на уровне примерно 0,12 Гц. Далее для каждой точки наблюдений производилось осреднение амплитудных спектров всех фрагментов. Осредненные таким образом спектры использовались для оценки собственных частот и форм поперечных колебаний здания, а также для оценки собственных частот (для сдвиговых колебаний) слоя приповерхностных грунтов, лежащих в его основании.

Поперечные моды собственных колебаний здания

В исследуемом здании регистрация шумов производилась на внутренней стене лестничной клетки второго подъезда, находящегося в двухсекционной части дома, ориентированной вдоль железной дороги. Измерения велись в двух точках каждого этажа, включая цокольный, – непосредственно возле пола лестничной площадки и в средней по высоте точке стены. Таким образом, регистрировались горизонтальные колебания двухсекционной части дома в направлении, перпендикулярном к железнодорожному полотну. Однозначно идентифицировать тип стоячих волн (изгибных, крутильных или более сложных) в таком трехмерном объекте по измерениям на линейном вертикальном профиле наблюдений

затруднительно. Поэтому выделяемые из шумовых записей собственные колебания дома в этом направлении в дальнейшем будем называть поперечными модами вне зависимости от их типа.

Длительность непрерывной записи в каждой точке наблюдений составляла 30 минут. На рис. 2 приведены обобщенные (осредненные по времени и по всем точкам наблюдений) амплитудные спектры шумовых записей, зарегистрированных в здании в зимний и летний периоды. Как можно видеть, на обоих спектрах наблюдается ряд пиков (на рисунке они отмечены номерами от 1 до 10), частоты которых не зависят от времени года, несколько отличаются лишь их амплитуды.

То, что это частоты мод собственных колебаний здания, а не его вынужденных колебаний, инициируемых какими-либо внешними гармоническими источниками, иллюстрирует рис. 3, на котором показано распределение по высоте дома амплитудных спектров, полученных по результатам зимних наблюдений (летние результаты отличаются лишь в деталях). Из рисунка видно, что амплитуды этих спектральных пиков меняются по высоте дома вполне закономерно, образуя чередующиеся последовательности узлов и пучностей, причем с ростом частоты число узлов и пучностей возрастает. Кроме того, наблюдается тенденция к возрастанию амплитуд в пучностях на верхних этажах здания по сравнению с нижними.

Такая картина (чередование узлов и пучностей) характерна для стоячих волн, поэтому частоты наблюдаемых на спектрах пиков идентифицированы как частоты мод поперечных собственных колебаний изучаемого здания. Заметим, что цифры, которыми отмечены спектральные пики на рис. 2, являются их условными порядковыми номерами, но не номерами мод, которые, как отмечено выше, могут иметь разную природу. Различия в соотношении амплитуд разных пиков на двух спектрах связаны, по-видимому, с разным спектральным составом сейсмоакустических шумов, зарегистрированных в зимний и летний периоды.

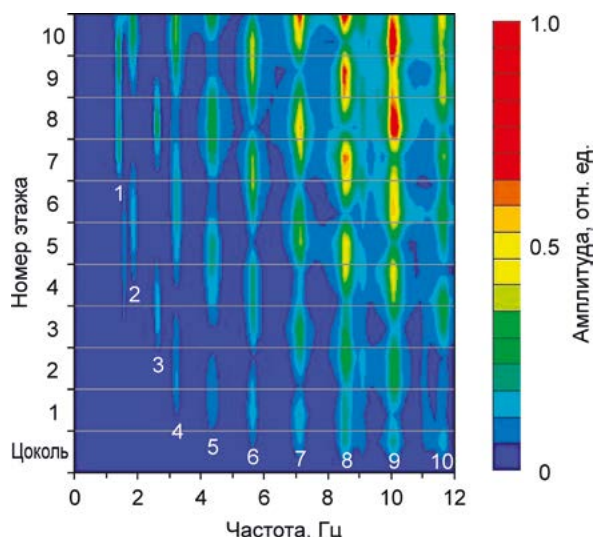


Рисунок 3 — Распределение осредненных по времени амплитудных спектров по высоте здания

Figure 3 — Distribution of time-averaged amplitude spectra over the building height

Собственные частоты, определяемые положением спектральных пиков на оси частот (рис. 2), для зимних и летних измерений совпадают с точностью до спектральной разрешающей способности эксперимента, в нашем случае это 0,12 Гц. То есть сезонные изменения определенных нами собственных частот здания, по крайней мере для большинства мод, не превышают нескольких процентов. Нужно сказать, что и другими исследователями сезонные колебания собственных частот различных сооружений оценивались в пределах 3-7% [24, 32, 12]. Таким образом, сезонные вариации собственных частот исследуемого здания вряд ли могли оказать существенное влияние на его взаимодействие с грунтами основания этого сооружения.

Резонансные свойства слоя приповерхностных грунтов

Оценка частот сдвиговых горизонтальных собственных колебаний слоя приповерхностных грунтов (в дальнейшем для краткости будем называть их просто собственными частотами грунтового слоя) производилась по амплитудным спектрам микросейсм, зарегистрированных в гараже, расположенном примерно в 60 м от рассматриваемого здания (рис. 1). Для наблюдений использовались два горизонтальных геофона, ориентированных в направлениях север-юг и запад-восток, которые устанавливались в подвале гаража на земляном полу, уровень которого был ниже уровня земной поверхности примерно на 2,5 м. Сразу отметим, что принципиальных различий результатов, полученных по записям двух геофонов, не наблюдалось, поэтому в дальнейшем приведены результаты только для геофона, ориентированного в направлении запад-восток, то есть примерно в перпендикулярном к железнодорожным путям направлении.

Учитывая предыдущий опыт определения резонансных свойств верхней части разреза [5], продолжительность непрерывной записи микросейсм как в зимний, так и в летний периоды здесь была увеличена примерно до недели. В результате накопления нескольких десятков тысяч амплитудных спектров фрагментов полученных записей (длительность каждого фрагмента 8192 отсчета) на осредненных спектрах появились характерные для стоячих волн в приповерхностном слое регулярные пики (рис. 4).

Как известно [23], резонансные частоты грунтового слоя, лежащего на жестких породах, для сдвиговых волн определяются формулой

$$f_n = \frac{(2n-1)V_s}{4h}, \quad (1)$$

где n – номер моды стоячих волн ($n=1,2,3,\dots$), V_s – скорость поперечных волн, h – толщина слоя. Соответственно, интервал между соседними собственными частотами $\Delta f = (f_{n+1} - f_n)$ равен $V_s/2h$, то есть удвоенной частоте нижней моды f_1 .

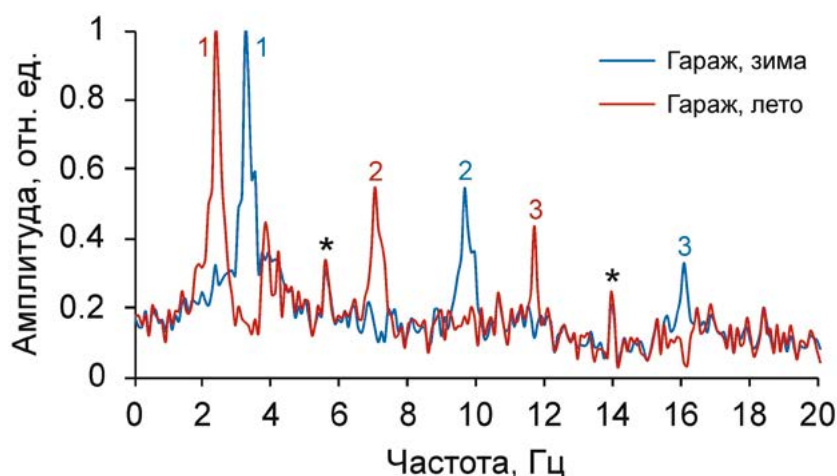


Рисунок 4 — Осредненные по времени и по всем точкам наблюдений нормированные амплитудные спектры шумовых записей, зарегистрированных в подвале гаража в зимний и летний периоды

Figure 4 — Time-averaged normalized amplitude spectra of noise recorded in the garage basement in winter and summer periods; numerals indicate mode numbers of standing waves

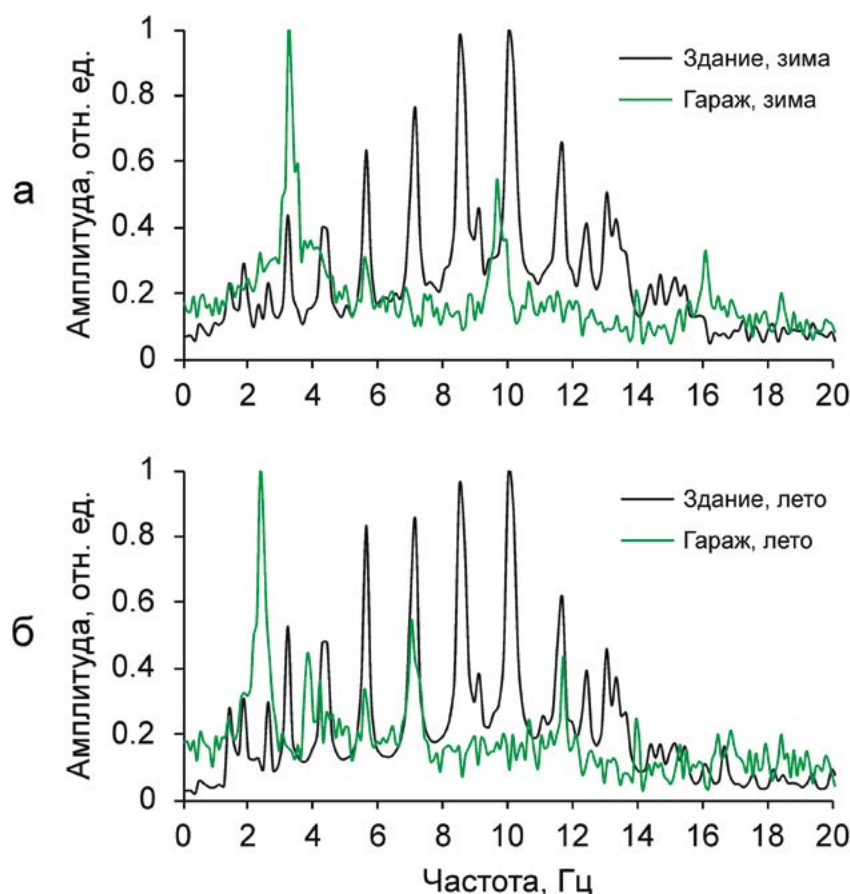


Рисунок 5 — Сравнение нормированных амплитудных спектров шумовых записей, зарегистрированных в здании и в подвале гаража в зимний (а) и летний (б) периоды

Figure 5 — Comparison of normalized amplitude spectra of noise recorded in the building and in the garage basement in winter (a) and summer (b) periods

Для обоих спектров на рис. 4 эта закономерность выполняется для трех отмеченных цифрами пиков (трех низших мод стоячих волн сдвига), погрешность находится на уровне спектральной разрешающей способности. Так частоты пиков, полученные по зимним наблюдениям, равны 3,17 Гц, 9,64 Гц и 16,1 Гц, а по летним – 2,32 Гц, 7,08 Гц и 11,72 Гц.

Таким образом, собственные частоты грунтового слоя, определенные по результатам измерений в подвале гаража в январе, превышают частоты, полученные по данным июньских наблюдений, примерно на 37%. Эти отличия примерно на порядок превышают возможные сезонные изменения резонансных свойств здания.

Заметим, что на рис. 4 можно выделить и еще несколько относительно небольших пиков (например, отмеченные звездочками пики на частотах 5,62 Гц и 13,92 Гц), частоты которых на двух спектрах совпадают. Предположительно это колебания техногенного происхождения, так как их частоты не только не зависят от сезона, но и не согласуются с формулой (1) для резонансных частот слоя.

Обсуждение результатов наблюдений

Конечно, оценки собственных частот грунтового слоя, полученные по зарегистрированным в подвале гаража микросейсам, могут не отражать в точности резонансных свойств этого слоя под зданием. Отличаться могут и мощность слоя,

тем более измененная непосредственно под этими строениями, и состояние грунтов, и нагрузка на них, и др. Тем не менее, можно констатировать, что при почти не зависящих от времени года частотах поперечных мод собственных колебаний здания наблюдаются значительные сезонные изменения резонансных свойств приповерхностного слоя.

А именно, частоты мод стоячих волн горизонтального сдвига одного порядка, определенные по результатам январских и июньских наблюдений, отличаются на несколько десятков процентов. Абсолютное же изменение частоты, например, самой высокоамплитудной низшей моды слоя за период между зимними и летними измерениями составило 0,85 Гц, что превышает разность частот между любыми соседними пиками для первых четырех мод поперечных колебаний здания, приходящихся на этот же частотный диапазон (1,34 Гц, 1,83 Гц, 2,56 Гц и 3,17 Гц). Из этого следует, что в определенные периоды времени частоты некоторых поперечных мод собственных колебаний здания и сдвиговых горизонтальных собственных колебаний приповерхностного слоя могут совпадать, что может привести к снижению сейсмобезопасности данного сооружения.

Это иллюстрирует рис. 5, на котором осредненные амплитудные спектры записей, зарегистрированных в здании и в гараже, сгруппированы по времени наблюдений. Как можно видеть, в летний период частота наиболее интенсив-

ной низшей моды собственных колебаний слоя (2,32 Гц) заметно отличается от наиболее близких к ней частот поперечных мод собственных колебаний здания (1,83 Гц и 2,56 Гц). В то же время в зимний период частота низшей моды собственных колебаний слоя (3,17 Гц) совпадает с точностью до спектральной разрешающей способности с частотой одной из поперечных мод собственных колебаний здания, отмеченной на рис. 2 цифрой 4, что может приводить к усилению возможных резонансных явлений в здании на этой частоте.

При этом нужно иметь в виду, что, как уже упоминалось выше, чувствительность использованных при измерениях геофонов резко снижается на частотах ниже 10 Гц (например, на частоте 5 Гц примерно в 4-5 раз). Поэтому амплитуды пиков в низкочастотной части приведенных в данной статье спектров, занижены, причем тем больше, чем ниже их частота. В реальности для обоих спектров наиболее интенсивными являются пики, соответствующие низшим модам стоячих волн.

Известно, что вибрации от рельсового транспорта воздействуют на находящиеся вблизи железнодорожных путей сооружения в основном в диапазоне частот приблизительно от 1 до 250 Гц [1]. Частотный состав таких вибраций определяется множеством факторов: расстояниями между стыками рельсов, опорными элементами железнодорожного пути, колесными парами, тележками вагонов и т.д. Один из основных факторов – скорость движения поездов. Так как исследуемый объект расположен недалеко от железнодорожной станции, при приближении к которой или удалении от нее по крайней мере часть поездов плавно снижает или увеличивает скорость, спектр создаваемых ими вибраций может изменяться в довольно широких пределах.

Значительное усиление в определенные промежутки времени вибраций от поездов на частотах, совпадающих с собственными частотами рассматриваемого здания, может приводить к резонансным явлениям в нем. Если же вследствие сезонных изменений с какими-либо из этих частот совпадут или станут к ним близки и собственные частоты приповерхностных грунтов, то эти явления должны проявляться еще сильнее. Наблюдаемые в январе-феврале жителями данного дома аномальные явления при прохождении поездов – «поскрипывания» в строительных конструкциях или в местах их креплений и сочленений, – по-видимому, и являются следствием такого совпадения на частоте 3,17 Гц. Учитывая распределение пучностей по высоте дома для моды с номером 4 (рис. 4), наибольшее воздействие от колебаний на этой частоте и вызванных ими аномальных явлений должно ощущаться жителями девятого-десятого и, в несколько меньшей степени, шестого этажей.

Заключение

Проведены эксперименты по изучению сезонных изменений частот поперечных собственных колебаний десятиэтажного здания и горизонтальных сдвиговых собственных колебаний приповерхностного грунтового слоя. Собствен-

ные частоты определялись по данным пассивных (шумовых) измерений, сделанных в конце января и в конце июня. Результаты экспериментов показали, что в климатических условиях, характеризующихся сменой длительных периодов положительных и отрицательных температур, резонансные свойства приповерхностного слоя грунта могут быть подвержены значительным сезонным изменениям. Причем эти изменения можно наблюдать не только на открытой земной поверхности, где происходят сезонные промерзания и оттаивания грунта. В частности, в данной работе сезонные вариации резонансных свойств приповерхностных грунтов изучались по данным измерений микросейсм в подвале отапливаемого гаража.

В то же время, как следует из результатов наблюдений, частоты поперечных собственных колебаний исследованного здания с точностью до спектральной разрешающей способности метода не зависят от времени года. Это приводит к тому, что в определенные периоды частота низшей моды горизонтальных собственных колебаний грунтового слоя может стать равной или достаточно близкой к одной из частот поперечных собственных колебаний здания. В данных экспериментах такое совпадение наблюдалось во время январских наблюдений.

Хотя полученные оценки собственных частот приповерхностного грунтового слоя могут отличаться от собственных частот этого слоя непосредственно под исследованным зданием, результаты проведенных измерений свидетельствуют о том, что сезонные изменения резонансных свойств приповерхностных грунтов в определенные периоды времени могут снижать сейсмобезопасность возведенных на них сооружений. Для исследованного дома это проявляется в появлении аномальных эффектов при прохождении поездов по близлежащей железной дороге – «поскрипываний» в строительных конструкциях в зимние месяцы (в январе-феврале).

Таким образом, результаты проведенных исследований свидетельствуют о необходимости учета сезонных вариаций резонансных свойств приповерхностных грунтов при проектировании различных сооружений, в особенности в районах с климатическими условиями, характеризующимися сменой длительных периодов положительных и отрицательных температур.

Благодарности

Работа выполнена при поддержке проекта ФНИ № 0331-2019-0009 «Динамический анализ сейсмических данных для построения реалистичных моделей геологической среды на основе математического и физического моделирования».

Acknowledgment

The work was supported by the FNI project No. 0331-2019-0009 "Dynamic analysis of seismic data for building realistic models of the geological environment based on mathematical and physical modeling".

Литература

1. ГОСТ Р ИСО 14837-1-2007. Вибрация. Шум и вибрация, создаваемые движением рельсового транспорта. Часть 1. Общее руководство.

М.:Стандартинформ, 2008. 39 с.

2. Еманов А.Ф., Каргаполов А.А., Колесников Ю.И., Федин К.В. Диагностика потери устойчивости опор трубопроводов по акусти-

ческим шумам: лабораторный эксперимент // Вестник НГУ. Серия: Математика, механика, информатика. 2013. № 4. С. 84–90.

3. Еманов А.Ф., Селезнев В.С., Бах А.А. Когерентное восстановление полей стоячих волн как основа детального сейсмологического обследования инженерных сооружений // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2007. № 3. С. 20–23.

4. Заболотник С.И., Заболотник П.С. Условия сезонного протаивания и промерзания грунтов в Южной Якутии // Криосфера Земли. 2014. Т. XVIII, № 1. С. 23–30.

5. Колесников Ю.И., Федин К.В. Прямое определение резонансных свойств верхней части разреза по микросейсам: натурный эксперимент // Технологии сейсморазведки. 2017. № 3. С. 5–21.

6. Колесников Ю.И., Федин К.В. Обнаружение подземных пустот по микросейсам: физическое моделирование // Технологии сейсморазведки. 2015. № 4. С. 89–96.

7. Колесников Ю.И., Федин К.В. Применение пассивного метода стоячих волн в инженерной сейсмике: физическое моделирование и натурный эксперимент // Технологии сейсморазведки. 2016. № 2. С. 83–91.

8. Колесников Ю.И., Федин К.В., Еманов А.Ф. О детальном изучении резонансных свойств верхней части разреза по микросейсам: данные физического моделирования // Технологии сейсморазведки. 2013. № 3. С. 52–63.

9. Колесников Ю.И., Федин К.В., Каргаполов А.А., Еманов А.Ф. О диагностике состояния конструктивных элементов сооружений по шумовому полю (по данным физического моделирования) // Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых. 2012. № 1. С. 3–11.

10. Колесников Ю.И., Федин К.В., Каргаполов А.А., Еманов А.Ф. О диагностировании потери устойчивости опор трубопроводов по акустическим шумам // Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых. 2012. № 4. С. 59–67.

11. Колесников Ю.И., Федин К.В., Нгомайзев Л. Диагностика основания твердого дорожного покрытия по упругим стоячим волнам // Ин-

женерные изыскания. 2018. Т. XII. № 7–8. С. 84–91.

12. Корепанов В.В., Цветков Р.В. Сезонные изменения собственных частот колебаний здания на свайном фундаменте // Вестник ПНИПУ. Механика. 2014. № 2. С. 153–167.

13. Марченков А.Ю., Капустян Н.К., Смирнов В.Б. Опыт регистрации сейсмического воздействия на высотное здание МГУ // Геофизические исследования. 2015. Т. 16. № 3. С. 31–42.

14. Савин С.Н., Демишин С.В., Ситников И.В. Мониторинг уникальных объектов с использованием динамических параметров по ГОСТ Р 53778-2010 // Инженерно-строительный журнал. 2011. № 7. С. 33–39.

15. Brownjohn J.M.W. Ambient vibration studies for system identification of tall buildings // Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 2003. Vol. 32. Iss. 1. P. 71–95.

16. Carden E.P., Fanning P. Vibration based condition monitoring: a review // Structural Health Monitoring. 2004. Vol. 3. Iss. 4. P. 355–377.

17. Cheng M.H., Kohler M.D., Heaton T.H. Prediction of Wave Propagation in Buildings Using Data from a Single Seismometer // Bulletin of the Seismological Society of America. Vol. 105. No. 1. P. 107–119.

18. Clinton J.F., Bradford S.C., Heaton T.H., Favela J. The observed wander of the natural frequencies in a structure // Bulletin of the Seismological Society of America. 2006. Vol. 96. No. 1. P. 237–257.

19. Galambos T.V., Mayes R.C. Lessons from dynamic tests of an eleven storey building // Engineering Structures. 1979. Vol. 1. Iss. 5. P. 264–273.

20. Ivanović S.S., Trifunac M.D., Todorovska M.I. Ambient vibration tests of structures – A review // ISET Journal of Earthquake Technology. 2000. Paper No. 407. Vol. 37. No. 4. P. 165–197.

21. Khoo L.M., Mantena P.R., Jadhav P. Structural damage assessment using vibration modal analysis // Structural Health Monitoring. 2004. Vol. 3. Iss. 2. P. 177–194.

22. Kolesnikov Yu.I., Fedin K.V. Detecting underground cavities using microtremor data: physical modelling and field experiment // Geophysical Prospecting. 2018. Vol. 66. No. 2. P. 342–353.

23. Kramer S.L. Geotechnical earthquake engineering. Prentice Hall, Inc., Upper Saddle River, New Jersey, 1996. 653 p.

24. Liu C., DeWolf J.T. Effect of temperature on modal variability of a curved concrete bridge under ambient loads // Journal of Structural Engineering. 2007. Vol. 133. Iss. 12. P. 1742–1751.

25. Martins N., Caetano E., Diord S., Magalhães F., Cunha Á. Dynamic monitoring of a stadium suspension roof: Wind and temperature influence on modal parameters and structural response // Engineering Structures. 2014. Vol. 59. P. 80–94.

26. Michel C., Guéguen P., Bard P.-Y. Dynamic parameters of structures extracted from ambient vibration measurements: An aid for the seismic vulnerability assessment of existing buildings in moderate seismic hazard regions // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2008. Vol. 28. Iss. 8. P. 593–604.

27. Park S.A., Choi J.S., Min K.W. Dynamic characteristics for traditional wooden structure in Korea by using impact hammer test // Procedia Engineering. 2011. Vol. 14. P. 477–484.

28. Robson B.N., Harik I.E. Pullback testing of seismically isolated P/C I-girder bridge // Journal of Structural Engineering. 1998. Vol. 124. Iss. 8. P. 930–937.

29. Salawu O.S., Williams C. Bridge assessment using forced-vibration testing // Journal of Structural Engineering. 1995. Vol. 121, Iss. 2. P. 161–173.

30. Salawu O.S. Detection of structural damage through changes in frequency: a review // Engineering Structures. 1997. Vol. 19. No. 9. P. 718–723.

31. Sohn H., Dzwonczyk M., Straser E.G., Kiremidjian A.S., Law K.H., Meng T. An experimental study of temperature effect on modal parameters of the Alamosa Canyon Bridge // Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 1999. Vol. 28. Iss. 8. P. 879–897.

32. Yuen K.-V., Kuok S.-C. Ambient interference in long-term monitoring of buildings // Engineering Structures. 2010. Vol. 32, Iss. 8. P. 2379–2386.

33. Zwolski J., Bien J. Modal analysis of bridge structures by means of forced vibration tests // Journal of Civil Engineering and Management. 2011. Vol. 17. Iss. 4. P. 590–599.

References

1. GOST R ISO 14837-1-2007. Vibratsiya. Shum I vibratsiya, sozdavaemye dvizheniem rel'sovogo transporta. Chast' 1. Obshhee rukovodstvo. M.: Standartinform, 2008. 39 s.

2. Emanov A.F., Kargaplov A.A., Kolesnikov Yu.I., Fedin K.V. Diagnostirovanie poteri ustojchivosti opor truboprovodov po

akusticheskim shumam: laboratornyj jeksperiment // Vestnik NGU. Seriya: Matematika, mehanika, informatika. 2013. № 4. S. 84–90.

3. Emanov A.F., Seleznev V.S., Bah A.A. Kogerentnoe vosstanovlenie polej stoyachih voln kak osnova detal'nogo sejsmologicheskogo obsledovaniya inzhenernyh sooruzhenij // Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost'

sooruzhenij. 2007. № 3. S. 20–23.

4. Zabolotnik S.I., Zabolotnik P.S. Usloviya sezonnogo protaivaniya i promerzaniya gruntov v Yuzhnoj Yakutii // Kriosfera Zemli. 2014. T. XIII. № 1. S. 23–30.

5. Kolesnikov Yu. I., Fedin K.V. Obnaruzhenie podzemnyh pustot po mikrosejsmam: fizicheskoe modelirovanie // Tehnologii sejsmorazvedki.

2015. № 4. S. 89–96.

6. Kolesnikov Yu. I., Fedin K.V. *Primenenie passivnogo metoda stoyachih voln v inzhenernoj seismike: fizicheskoe modelirovanie i naturnyj jeksperiment* // *Tehnologii sejsmorazvedki*. 2016. № 2. S. 83–91.

7. Kolesnikov Yu. I., Fedin K.V. *Pryamoe opredelenie rezonansnyh svoystv verhnjej chasti razreza po mikrosejsmam: naturnyj jeksperiment* // *Tehnologii sejsmorazvedki*. 2017. № 3. S. 5–21.

8. Kolesnikov Yu. I., Fedin K.V., Emanov A.F. *O detal'nom izuchenii rezonansnyh svoystv verhnjej chasti razreza: dannye fizicheskogo modelirovaniya* // *Tehnologii sejsmorazvedki*. 2013. № 3. S. 52–63.

9. Kolesnikov Yu.I., Fedin K.V., Kargapolov A.A., Emanov A.F. *O diagnostike sostoyaniya konstruktivnyh jelementov sooruzhenij po shumovomu polyu (po dannym fizicheskogo modelirovaniya)* // *Fiziko-tehnicheskie problem razrabotki poleznyh iskopaemyh*. 2012. № 1. S. 3–11.

10. Kolesnikov Yu.I., Fedin K.V., Kargapolov A.A., Emanov A.F. *O diagnostirovanii poteri ustojchivosti opor truboprovodov po akusticheskim shumam* // *Fiziko-tehnicheskie problem razrabotki poleznyh iskopaemyh*. 2012. № 4. S. 59–67.

11. Kolesnikov Yu.I., Fedin K.V., Ngomajezve L. *Diagnostika osnovaniya tvjordogo dorozhnogo pokrytiya po uprugim stoyachim volnam* // *Inzhenernye izyskaniya*. 2018. T. XII. № 7–8. S. 84–91.

12. Korepanov V.V., Cvetkov R.V. *Sezonnye izmeneniya sobstvennyh chastot kolebanij zdaniya na svajnom fundamente* // *Vestnik PNIPU. Mehanika*. 2014. № 2. S. 153–167.

13. Marchenkov A.Yu., Kapustyan N.K., Smirnov V.B. *Opyt registracii sejsmicheskogo vozdejstviya na vysotnoe zdanie MGU* // *Geofizicheskie issledovaniya*. 2015. T. 16. № 3. S. 31–42.

14. Savin S.N., Demishin S.V., Sitnikov I.V. *Monitoring unikal'nyh ob'ektov s ispol'zovaniem*

dinamicheskikh parametrov po GOST R 53778-2010 // *Inzhenerno-stroitel'nyj zhurnal*. 2011. № 7. S. 33–39.

15. Brownjohn J.M.W. *Ambient vibration studies for system identification of tall buildings* // *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 2003. Vol. 32. Iss. 1. P. 71–95.

16. Carden E.P., Fanning P. *Vibration based condition monitoring: a review* // *Structural Health Monitoring*. 2004. Vol. 3. Iss. 4. P. 355–377.

17. Cheng M.H., Kohler M.D., Heaton T.H. *Prediction of Wave Propagation in Buildings Using Data from a Single Seismometer* // *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol. 105. No. 1. P. 107–119.

18. Clinton J.F., Bradford S.C., Heaton T.H., Favela J. *The observed wander of the natural frequencies in a structure* // *Bulletin of the Seismological Society of America*. 2006. Vol. 96. No. 1. P. 237–257.

19. Galambos T.V., Mayes R.C. *Lessons from dynamic tests of an eleven storey building* // *Engineering Structures*. 1979. Vol. 1. Iss. 5. P. 264–273.

20. Ivanović S.S., Trifunac M.D., Todorovska M.I. *Ambient vibration tests of structures – A review* // *ISSET Journal of Earthquake Technology*. 2000. Paper No. 407. Vol. 37, No.4. P. 165–197.

21. Khoo L.M., Mantena P.R., Jadhav P. *Structural damage assessment using vibration modal analysis* // *Structural Health Monitoring*. 2004. Vol. 3, Iss. 2. P. 177–194.

22. Kolesnikov Yu.I., Fedin K.V. *Detecting underground cavities using microtremor data: physical modelling and field experiment* // *Geophysical Prospecting*. 2018. Vol. 66. No. 2. P. 342–353.

23. Kramer S.L. *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice Hall, Inc., Upper Saddle River, New Jersey, 1996. 653 p.

24. Liu C., DeWolf J.T. *Effect of temperature on modal variability of a curved concrete bridge under ambient loads* // *Journal of Structural*

Engineering. 2007. Vol. 133. Iss. 12. P. 1742–1751.

25. Martins N., Caetano E., Diord S., Magalhães F., Cunha Á. *Dynamic monitoring of a stadium suspension roof: Wind and temperature influence on modal parameters and structural response* // *Engineering Structures*. 2014. Vol. 59. P. 80–94.

26. Michel C., Guéguen P., Bard P.-Y. *Dynamic parameters of structures extracted from ambient vibration measurements: An aid for the seismic vulnerability assessment of existing buildings in moderate seismic hazard regions* // *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2008. Vol. 28. Iss. 8. P. 593–604.

27. Park S.A., Choi J.S., Min K.W. *Dynamic characteristics for traditional wooden structure in Korea by using impact hammer test* // *Procedia Engineering*. 2011. Vol. 14. P. 477–484.

28. Robson B.N., Harik I.E. *Pullback testing of seismically isolated P/C-I-girder bridge* // *Journal of Structural Engineering*. 1998. Vol. 124. Iss. 8. P. 930–937.

29. Salawu O.S., Williams C. *Bridge assessment using forced-vibration testing* // *Journal of Structural Engineering*. 1995. Vol. 121. Iss. 2. P. 161–173.

30. Salawu O.S. *Detection of structural damage through changes in frequency: a review* // *Engineering Structures*. 1997. Vol. 19. No. 9. P. 718–723.

31. Sohn H., Dzwonczyk M., Straser E.G., Kiremidjian A.S., Law K.H., Meng T. *An experimental study of temperature effect on modal parameters of the Alamosa Canyon Bridge* // *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1999. Vol. 28. Iss. 8. P. 879–897.

32. Yuen K.-V., Kuok S.-C. *Ambient interference in long-term monitoring of buildings* // *Engineering Structures*. 2010. Vol. 32. Iss. 8. P. 2379–2386.

33. Zwolski J., Bien J. *Modal analysis of bridge structures by means of forced vibration tests* // *Journal of Civil Engineering and Management*. 2011. Vol. 17. Iss. 4. P. 590–599.

Для цитирования: Колесников Ю.И., Федин К.В., Нгомайезве Л. О влиянии сезонных изменений резонансных свойств приповерхностных грунтов на сейсmobезопасность сооружений // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2019. № 3. С. 56–64.

For citation: Kolesnikov Yu.I., Fedin K.V., Ngomajezve L. *On the Influence of Seasonal Changes in the Resonant Properties of Surface Soils on Seismic Safety of Structures*. *Seismostoiikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii* [Earthquake engineering. Constructions safety], 2019, no. 3, pp. 56–64. (In Russian).

Сведения об авторах

Алешин Александр Степанович, лавный научный сотрудник, доктор физико-математических наук, Институт физики Земли им. О.Ю. Шмидта, Москва, Россия
e-mail: asa@ifz.ru

Астафьева Анна Владимировна, Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I, магистр. Санкт-Петербург, Россия
e-mail: aastafyeva@inbox.ru

Белаш Татьяна Александровна, доктор технических наук, профессор, Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I, заведующий кафедрой «Здания», Санкт-Петербург, Россия
e-mail: Belash@yandex.ru

Ержанов Сырымгали Ержанович, кандидат технических наук, советник генерального директора по науке АО «КазНИИАС», член-корреспондент НИА РК и МИА, Алматы, Республика Казахстан
e-mail: abai_ata@mail.ru

Колесников Юрий Иванович, доктор технических наук, доцент, главный научный сотрудник Института нефтегазовой геологии и геофизики им. А. А. Трофимука СО РАН. Новосибирск, Россия
e-mail: KolesnikovYI@ipgg.sbras.ru

Лاپин Владимир Алексеевич, кандидат технических наук, директор Центра научных исследований – ученый секретарь АО «КазНИИАС», член-корреспондент НИА РК и МИА, Алматы, Республика Казахстан
e-mail: Lapin_1956@list.ru

Немчинов Юрий Иванович, первый заместитель директора по научной работе ГП НИИСК, доктор технических наук, профессор. Киев, Украина
e-mail: yu.nemch@ndibk.gov.ua

Нгомайезве Лакиморе, магистрант Новосибирского государственного университета. Новосибирск, Россия
e-mail: aLngomayezwe@gmail.com

Тяпин Александр Георгиевич, доктор технических наук, профессор, главный специалист БКП-2 АО «Атомэнергопроект». Москва, Россия
e-mail: atyapin@bvcp.ru

Федин Константин Владимирович, кандидат технических наук, научный сотрудник Института нефтегазовой геологии и геофизики им. А. А. Трофимука СО РАН. Новосибирск, Россия
e-mail: FedinKV@ipgg.sbras.ru

Information about Authors

Aleshin Alexander S., Chief researcher, DSc, Shmidt Institute of Physics of the Earth, Russian Academy of Sciences, Moscow, Russia
e-mail: asa@ifz.ru

Astafieva Anna V., Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University, master. Saint-Petersburg, Russia
e-mail: aastafyeva@inbox.ru

Belash Tatiana A., Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University, head of Department «Buildings». DSc, professor. Saint-Petersburg, Russia
e-mail: Belash@yandex.ru

Yerzhanov Syrymgali Y., PhD in Engineering Science, Adviser to Director General, Corresponding Member of International Engineering Academy and National Engineering Academy of the Republic of Kazakhstan, KazNIISA JSC, Almaty, Republic of Kazakhstan
e-mail: abai_ata@mail.ru

Kolesnikov Yu.I., DSc. (technics), Chief Researcher, Trofimuk Institute of Petroleum Geology and Geophysics SB RAS. Novosibirsk, Russia
e-mail: KolesnikovYI@ipgg.sbras.ru

Lapin Vladimir A., PhD in Engineering Science, Director of Center for Scientific Research in Building Industry, Corresponding Member of International Engineering Academy and National Engineering Academy of the Republic of Kazakhstan, KazNIISA JSC, Almaty, Republic of Kazakhstan
e-mail: lapin_1956@list.ru

Nemchynov Yuriy I., Doctor of Technical Sciences, professor, First Deputy Director The State Research Institute of Building Constructions. Kiev, Ukraine
e-mail: yu.nemch@ndibk.gov.ua

Ngomayezwe L., Postgraduate, Novosibirsk State University, Novosibirsk, Russia
e-mail: Lngomayezwe@gmail.com

Tyapin Alexander G., Doctor of Technical Science, Professor, main specialist BKP-2 JSC «Atomenergoprojekt». Russian Federation, Moscow
e-mail: atyapin@bvcp.ru

Fedin Konstantin V., PhD, Researcher, Trofimuk Institute of Petroleum Geology and Geophysics SB RAS. Novosibirsk, Russia
e-mail: FedinKV@ipgg.sbras.ru



17WCEE 17th WORLD CONFERENCE ON EARTHQUAKE ENGINEERING

With Bosai / Disaster Management Expo in Sendai

September 13-18, 2020 at Sendai International Center, Sendai, Japan

Theme: Toward Resilient Society

The conference will cover a wide variety of subjects on earthquake engineering including the following topics:

- ▶ Sendai Framework for Disaster Risk Reduction
- ▶ Post Disaster Recovery and Reconstruction
- ▶ Safety of infrastructures
- ▶ Disaster Mitigation through Trans-disciplinary and International Cooperation
- ▶ Nuclear Power Plants and Their Safety against Earthquakes and Tsunamis
- ▶ New Directions of Earthquake Engineering Technology through Huge-scale Numerical Simulations
- ▶ Effects of Long-lasting and Long-period Ground Motions on Structural Performance
- ▶ Smart Cities and Urban Disaster Mitigation

Important Dates

Call for Abstract :	April 11, 2019
Exhibition Apply Start :	June 3, 2019
Sponsorship Apply Start :	June 3, 2019
Registration Open :	August 1, 2019
Abstract Deadline :	August 30, 2019
Abstract Acceptance Notification :	October 30, 2019
Full Paper Deadline :	January 31, 2020
Exhibition / Sponsorship Apply Deadline :	March 31, 2020

Tel: +81 3-3508-1202, Fax: +81 3-3508-0820
E-mail: 17wcee@convention.co.jp

WWW.17WCEE.JP