

## НОВОСТИ

5 NEWS

КОНФЕРЕНЦИИ, СИМПОЗИУМЫ,  
СОВЕЩАНИЯCONFERENCES, SYMPOSIUMS,  
MEETINGS**МЕЖДУНАРОДНАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ «СПИТАК-30.  
СПИТАКСКОЕ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЕ 30 ЛЕТ СПУСТЯ: ОПЫТ  
И ПЕРСПЕКТИВЫ»****9 INTERNATIONAL CONFERENCE «30 YEARS AFTER THE  
SPITAK EARTHQUAKE: EXPERIENCE AND PERSPECTIVES»**

## СЕЙСМИЧЕСКОЕ РАЙОНИРОВАНИЕ

## SEISMIC ZONING

**ПАВЛЕНКО О.В.**УТОЧНЕННЫЕ ОЦЕНКИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ  
ДЛЯ РАЙОНОВ КОЛЬСКОГО ПОЛУОСТРОВА И КАРЕЛИИ,  
ПОЛУЧЕННЫЕ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ЗАПИСЕЙ МЕСТНЫХ  
ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ

11

**PAVLENKO O.**UPDATED ASSESSMENT OF SEISMIC HAZARD FOR THE AREAS  
OF KOLSKY PENINSULA AND KARELIA, BASED ON RECORDS  
OF LOCAL EARTHQUAKESТЕОРЕТИЧЕСКИЕ  
И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯTHEORETICAL  
AND EXPERIMENTAL STUDIES**ТЯПИН А.Г.**ПРИМЕНЕНИЕ КОМБИНИРОВАННОГО  
АСИМПТОТИЧЕСКОГО МЕТОДА ДЛЯ РАСЧЕТА ВЫСОТНОГО  
ЗДАНИЯ НА СЕЙСМИЧЕСКОЕ ВОЗДЕЙСТВИЕ: ОСОБЕННОСТИ  
РЕАКЦИИ НИЗКОЧАСТОТНОГО СООРУЖЕНИЯ

19

**TYAPIN A.**COMBINED ASYMPTOTIC METHOD IN SEISMIC ANALYSIS  
OF HIGH-RISE BUILDING: SPECIFICS OF LOW-FREQUENCY  
STRUCTURE**ЛАПИН В.А., ЕРЖАНОВ С.Е., ДАУГАВЕТ В.П.**ОСОБЕННОСТИ КОЛЕБАНИЯ ОСНОВАНИЯ ЗДАНИЙ  
ПРИ МЕСТНЫХ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯХ

25

**LAPIN V., YERZHANOV S., DAUGAVET V.**PECULIAR FEATURES OF BUILDING FOOTING OSCILLATION  
DURING LOCAL EARTHQUAKES**РУТМАН Ю.Л., ОСТРОВСКАЯ Н.В., КОБЕЛЕВ Е.А.**ДИНАМИКА СООРУЖЕНИЯ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКОМ  
НАГРУЖЕНИИ КАК ЖЕСТКОПЛАСТИЧЕСКОЙ СИСТЕМЫ  
С ДВУМЯ СТЕПЕНЯМИ СВОБОДЫ

33

**RUTMAN YU., OSTROVSKAYA N., KOBELEV E.**DYNAMICS OF RIGID PLASTICITY SYSTEM WITH TWO DEGREES  
OF FREEDOM AT IMPULSE LOADING**САБИРОВА О.Б.**ОЦЕНКА КОЭФФИЦИЕНТОВ СОЧЕТАНИЙ СЕЙСМИЧЕСКОЙ  
И ВЕТРОВОЙ НАГРУЗОК

39

**SABIROVA O.**THE COMBINATION COEFFICIENTS OF SEISMIC  
AND WIND LOADS**УТКИН В.С., КОРЕПИНА И.А.**РАСЧЕТ ЩЕЛЕВЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПО НЕСУЩЕЙ  
СПОСОБНОСТИ ГРУНТА ОСНОВАНИЯ И ЕГО ЭФФЕКТИВНАЯ  
ГЛУБИНА ЗАЛОЖЕНИЯ

44

**UTKIN V., KOREPINA I.**CALCULATION OF THE BEARING CAPACITY OF THE GROUND  
BASE FOR BARETTA AND DEFINITION OF THE EFFECTIVE  
DEPTH OF THE FOUNDATION**МИНАСЯН А.А.**ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ И НАПРЯЖЕННО-  
ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ СБОРНЫХ  
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ, ПОДВЕРГШИХСЯ  
ЦИКЛИЧЕСКОМУ ЗАМОРАЖИВАНИЮ-ОТТАИВАНИЮ

53

**MINASYAN A.**DETERMINATION OF BEARING CAPACITY AND STRESS-  
DEFORMATION STATE OF PREFABRICATED REINFORCED  
CONCRETE SLAB AFTER INFLUENCE OF FREEZE-THAW CYCLES

## РЕЦЕНЗИИ

## REVIEWS

**ТУРИЛОВ В.В.**

ОТЗЫВ НА ЦИКЛ МОНОГРАФИЙ А.Г. ТЯПИНА

59

**TURILOV V.V.**

REVIEW OF THE CYCLE OF MONOGRAPHS BY A. G. TYAPIN



# *Уважаемые коллеги! Дорогие друзья!*

*Позвольте от всей души поздравить  
вас с наступающим 2019 годом!*

Новый год - это не только начало нового жизненного цикла, это - новые надежды, успехи, победы. И, конечно же, продолжение всего лучшего и значительного, что было достигнуто в уходящем 2018 году.

В 2018 году журнал «Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений» опубликовал 31 уникальную научную статью ведущих отечественных и зарубежных ученых в области сейсмостойкого строительства, информировал читателей о предстоящих семинарах, конференциях отрасли и публиковал отчеты о состоявшихся событиях. На страницах журнала велись дискуссии и освещались различные точки зрения. Наши авторы и сотрудники принимали участие в самых интересных научных событиях года: в 16 Европейской конференции по сейсмостойкому строительству (Салоники, Греция), во Второй научно-практической конференции по сейсмостойкому строительству (Бишкек, Республика Кыргызстан), в натурных вибродинамических испытаниях жилого 9-этажного дома (Ташкент, Республика Узбекистан), в семинарах, совещаниях и т.д.

В рубрике «Публикации прошлых лет» в 2018 году были опубликованы давно ставшие библиографической редкостью, но актуальные и сегодня, статьи С.В. Полякова, Я.М. Айзенберга, лекции японского проф. Киоджи Сюэхиро.

В течение всего года коллективом Российской Ассоциации по сейсмостойкому строительству и защите от природных и техногенных воздействий при информационной поддержке журнала «Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений» велась подготовка к XIII Российской национальной конференции по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию и XVI Международной конференции по сейсмоизоляции, рассеиванию энергии и регулированию динамических характеристик сооружений (01-06 июля 2019 года, г. Санкт-Петербург). Предстоящие конференции вызывают большой интерес у специалистов. Надеюсь, что мы сумеем провести их на самом высоком научном уровне.

Надо отметить, что уходящий год был «урожайным» на природные катаклизмы и техногенные аварии. Тем актуальнее наша с вами, коллеги, научная и практическая деятельность по предотвращению ущерба от всяческих потрясений – землетрясений, цунами, пожаров.... Поэтому, давайте с уверенностью смотреть в завтрашний день, ведь мы не просто строители, мы – ученые, проектировщики и строители уникальных ответственных сооружений, и в наших руках – качество жизни и благополучие людей!

Пусть Новый 2019 год начнется успешно и красиво, подарит всем процветание, семейное счастье, любовь и чудесное настроение в этот светлый праздник! Желаю, чтобы с наступлением Нового года в наш дружный коллектив без приглашения ворвались взаимопонимание, поддержка, оптимизм, энтузиазм, энергичность. А ваши таланты, творческая целеустремленность, научный поиск, исследовательский потенциал способствовали в Новом году дальнейшему профессиональному росту, успеху и признанию коллег!

*С уважением, Главный редактор,  
доктор технических наук, профессор И.И. Ведяков*

**6 ноября, МАКАССАР, ИНДОНЕЗИЯ**

«С 3 по 6 ноября 2018 года произошло 67 землетрясений», – заявили сотрудники регионального центра землетрясений в Макассаре.

Сообщается, что землетрясение магнитудой 5,5 произошло в районе Мамаса, провинции Западный Сулавеси, также ощущалось в соседних провинциях.

Индонезийское агентство метеорологии, климатологии и геофизики призвало общественность сохранять спокойствие и быть бдительными. «Мы призываем общественность сохранять спокойствие, быть бдительными и осторожными, потому что мы не можем предсказать, когда произойдут афтершоки», – заявили в агентстве. В управлении общественных работ района Мамаса заявили, что правительство отменило занятия в школах. Индонезия располагается в самой сейсмически активной зоне земного шара, на стыке трёх литосферных плит. Основной причиной столь бурной сейсмической активности является тот факт, что одна из плит, а именно Тихоокеанская, уходит под Евроазиатскую.

<https://regnum.ru/news/2514102.html>

**7 ноября, САЛЬВАДОР**

7 ноября в Сан-Сальвадоре состоялись масштабные национальные учения по противодействию последствиям землетрясений средней и высокой интенсивности, сообщило агентство Prensa Latina.

К учениям привлечены государственные и частные образовательные центры, правительственные учреждения и другие институты. По словам организаторов, эти учения способствуют подготовке и повышению информированности населения об уязвимости так называемой «Долины гамаков», где сходятся литосферные плиты Кокос и Карибская, из-за чего эта местность особенно подвержена землетрясениям. В январе и феврале 2001 года в результате серии подземных толчков погибла тысяча человек, а материальный ущерб, понесенный Сальвадором, составил \$1,6 млрд.

Учения были запланированы на 10 октября – 32-ю годовщину разрушительного землетрясения 1986 года, унесшего жизни полутора тысяч человек, но ливни и наводнения не позволили их провести.

<https://regnum.ru/news/2514405.html>

**8 ноября, КАЛИФОРНИЯ, США**



8 ноября 2018 года, в четверг утром, в штате Калифорния, округ Лос-Анджелес (США) начался масштабный пожар. Но пожары в штате начались не в один день, а еще пару месяцев назад, в августе. Только по причине одного пожара "Вулси" эвакуировали 250 000 человек. В районе горного хребта Сьерра-Невада огонь уничтожил 7 000 зданий; всего выгорело 92,6 тыс. га. Октябрьское возгорание произошло в округе Бьютт (население 203 000 человек, площадь 4250 кв. км) по причине засушливой погоды и мощного ветра. За 12 часов площадь территории, которая была охвачена языками пламени, составила более 50 кв. км и со стремительной тенденцией продолжала увеличиваться. 9 ноября в целом из штата Калифорния эвакуированы 157 000 человек, 17 000 строений под угрозой разрушения. Пострадали 9 человек, 3300 пожарных вели борьбу с огнем на площади 3,2 тысяч га. В штате Калифорния был объявлен красный – максимальный из возможных – уровень предупреждения об опасности. Огненная стихия перерезала крупное шоссе номер 101 и двигалась к побережью Тихого океана. По данным Калифорнийского отдела лесоводства и противопожарной защиты (California Department of Forestry and Fire Protection, CAL Fire), на 11 ноября было ликвидировано лишь 25% очагов возгорания. Федеральное агентство по управлению в чрезвычайных ситуациях (The Federal Emergency Management Agency, FEMA) заявило, что на тушение пожаров потребуется как минимум еще 3 недели.

12 ноября на севере штата Калифорния пламенем выжжено 45 000 га, 31 человек пострадал, 228 числятся пропавшими без вести. Почти полностью сгорел город Парамаунт Ранч. В городе Парадайс, из которого эвакуировали почти 27 000 человек, огнем разрушено 6400 домов, уцелело буквально несколько жилых построек. Город не пригоден для дальнейшего проживания и заселения людьми. Всех жителей Малибу (население 12 861, площадь 261, 5 кв. км) и Санта-Моники (население 89 736, площадь 41,2 кв. км) обязали срочно эвакуироваться. По данным на 12 ноября зафиксированы 3 крупных пожара: один – в Северной Калифорнии, два – в Южной Калифорнии. Стихия добралась до долины Сими-Вэлл, получив название «Пиковый огонь».

Специалист по климату и пожарам в Калифорнийском университете в городе Мерседе Лерой Уэтерлинг заявил, что причиной возгораний являются повышение температуры и более длительные периоды засухи, а не человеческий фактор. 21 ноября начался дождь, который помог пожарным тушить пламя. Более 52 тысяч человек остались без крова. 475 человек остаются пропавшими без вести. 26 ноября пожар, названный самым разрушительным за последние 100 лет, удалось потушить. Всего огнём было уничтожено 18 793 здания, включая 13 972 жилых дома. Более 400 человек всё ещё числятся пропавшими без вести.

<https://geocenter.info/new/pozhary-v-shtate-kalifornija-okrug-losandzheles->

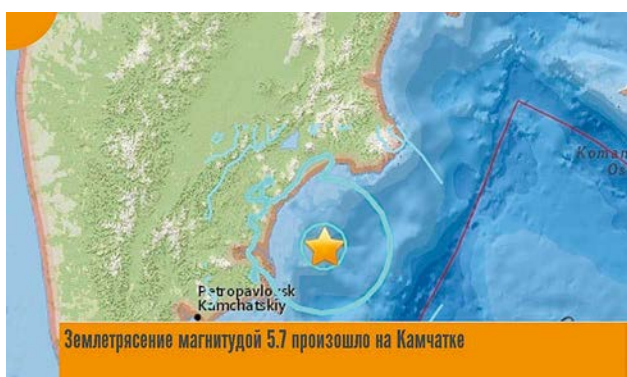
**9 ноября, ГРЕНЛАНДИЯ**

Мощное землетрясение произошло в Гренландском море, между норвежским островом Ян-Майен и Гренландией.

По данным центра изучения сейсмической активности NORSAR, толчки мощностью в 6,8 балла были зарегистрированы в 2:49 ночи по местному времени. Как сообщают норвежские СМИ, на острове Ян-Майен находятся всего 18 человек – военнослужащие и сотрудники метеорологического института.

<https://regnum.ru/news/2516182.html>

### 15 ноября, ПЕТРОПАВЛОВСК-КАМЧАТСКИЙ



Подземный толчок магнитудой 5,7 зафиксирован на Камчатке. Об этом 15 ноября сообщило региональное управление МЧС.

Сейсмостанция «Петропавловск» зарегистрировала толчок в акватории Камчатского залива в 09:21 по местному времени (00:21 мск), его эпицентр находился в 78 км к югу от Усть-Камчатского района, на расстоянии 16 км от берега. Очаг залегал на глубине 77 км. Землетрясение ощутили жители Усть-Камчатского муниципального района, сила толчка оценивается в шесть баллов. Пострадавших и разрушений нет, угроза цунами не объявлялась.

<https://regnum.ru/news/2519577.html>

### 19 ноября, ИНГУШЕТИЯ



В Ингушетии поздно вечером 19 ноября произошло землетрясение. Его магнитуда превысила 4,3. Эпицентр находился в 2,5 км от города Карабулак, сообщили в пресс-службе регионального управления МЧС. Сообщений о пострадавших и разрушениях в ведомство не поступало. По данным оперативного дежурного Геофизической службы РАН, подземные толчки были зафиксированы в 23:10, очаг землетрясения залегал на глубине 19 км, сейсмособытию присвоен класс 9,2.

<https://regnum.ru/news/accidents/2522270.html>

### 26 ноября, АСТАНА, РЕСПУБЛИКА КАЗАХСТАН



#### В Казахстане разрабатывают единый классификатор строительных элементов

Александр Шахнович, Управляющий директор по развитию и цифровизации Казахского научно-исследовательского и проектного института строительства и архитектуры (АО «КазНИИСА») сообщил, что в Казахстане ведется разработка ТИМСО (BIM) – ориентированного классификатора для строительства с использованием информационного моделирования.

С докладом «Формирование понятийного аппарата ТИМСО (BIM-технологии) для нормативных документов строительной отрасли РК» Александр Шахнович выступил на Первом казахстанском форуме для юристов строительной сферы.

Он представил текущее понимание перспектив и преимуществ BIM-технологии (ТИМСО), проблематику адаптации иностранных BIM-стандартов в РК, доложил о ходе разработки ТИМСО (BIM) – ориентированного классификатора. Доклад вызвал неподдельный интерес у слушателей, в особенности представителей проектных организаций, не участвующих в заседаниях рабочей группы при КДСиЖКХ по внедрению информационного моделирования в строительную отрасль.

«Полезно было рассмотреть опыт применения контрактов FIDIC в Казахстане, т.к. выявились одни и те же барьеры практического применения зарубежных нормативов в отечественной практике. Имеет смысл чаще обмениваться опытом между инициативными группами по FIDIC и BIM, для скорейшего успешного внедрения передовых практик в казахстанскую строительную отрасль», – уверен Александр Шахнович.

Первый казахстанский форум для юристов строительной сферы состоялся в Астане. Организаторы форума – ведущая компания по деловым мероприятиям для юристов Lincoln Conferences, казахстанская строительная компания BI Group и BI University, стратегическим партнером выступила компания «Артюшенко и партнеры».

В программе форума были затронуты вопросы кодификации строительного законодательства, применения контрактов FIDIC в Казахстане, правоприменительной практики в строительстве, проблемы технического регулирования и др. В Форуме приняло участие более 180 профессионалов и экспертов правовой практики строительства.

Напомним, что согласно Концепции внедрения технологии информационного моделирования, в строительную отрасль РК с 2020 года технологические сложные объекты с использованием государственных инвестиций должны будут проектироваться с использованием ТИМСО в обязательном порядке.

*АО «КазНИИСА» – единственный в Казахстане государственный научно-исследовательский и проектный институт в области развития строительства Казахстана, включая районы с особо сложными инженерно-геологическими условиями и сейсмоопасные регионы. Институт создан 7 сентября 1931 года. Имеет 87 летний опыт работы на рынке строительства Казахстана. Единственным Акционером АО «КазНИИСА» является Комитет по делам строительства и жилищно-коммунального хозяйства Министерства по инвестициям и развитию Республики Казахстан.*

*PR-служба АО «КазНИИСА»: +7(727) 2269410 вн.133 pr@kazniisa.kz www.kazniisa.kz*

## 27 ноября, ЯПОНИЯ



В центральной части Японии были зафиксированы подземные толчки магнитудой 5,0, сообщает агентство Kyodo. Сообщается, что эпицентр землетрясения находился в префектуре Ибараки. Очаг залегания составил 50 км.

Как сообщало ИА REGNUM, 23 ноября в Тихом океане недалеко от японского побережья произошло землетрясение магнитудой 5,0. Подземные толчки были зафиксированы в районе префектуры Фукусима, угроза цунами не объявлялась. Очаг залегания составил 50 километров.

<https://regnum.ru/news/2526541.html>

## 27 ноября, МОСКВА

### Новые правила в проектировании

В ноябре вступили в силу восемь сводов правил проектирования и эксплуатации объектов капитального строительства. Среди них - объекты спорта, пожарных депо, животноводческих зданий, требования к строительству объектов в сейсмических районах.

### Строительство объектов в сейсмических районах

25 ноября вступили в силу новые требования к строительству объектов в сейсмических районах (СП 14.13330.2018 «СНиП II-7-81\* Строительство в сейсмических районах»). Требования свода правил распространяются на проектирование зданий и сооружений на территориях сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов.

Положениями свода правил установлены требования к проектированию жилых, общественных, производственных, транспортных зданий. Прописаны нормы проектирования оснований, фундаментов, стен подвалов, перекрытий и покрытий, лестниц, балконов, зданий со стенами из крупных блоков, кирпича или бетонной кладки, крупнопанельных и железобетонных каркасных зданий.

Также в документе прописаны особенности проектирования железобетонных конструкций, зданий со стальным каркасом, сейсмические воздействия и определение их характеристик, условия расчетов гидротехнических сооружений на сейсмические воздействия.

В своде правил учтены требования и к противопожарным мероприятиям. В частности, прописаны нормы в части обеспечения огнестойкости объектов защиты, требования к оборудованию технологической части автоматических установок пожаротушения, к элементам систем автоматической пожарной сигнализации, оповещения и управления эвакуацией людей при пожаре, приемно-контрольным приборам и приборам управления автоматических установок пожаротушения.

**Свод правил разработан коллективом АО «НИЦ «Строительство» ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко.**

<http://www.minstroyrf.ru/press/novye-pravila-v-proektirovanii/>

## 29 ноября, МОСКВА

Учёные выясняют источник аномального гула, который сейсмографы зафиксировали на дне мирового океана 11 ноября 2018 года. Отмечается, что сейсмические волны начались примерно в 15 милях от берегов французского острова Майотты. Также странный гул зафиксировали датчики в Африке, в частности в Замбии, Кении и Эфиопии. Он распространился почти на расстояние 11 тыс. миль и дошёл до Чили, Новой Зеландии, Канады и даже Гавайев. Об этом сообщает издание National Geographic.

«Я раньше не видел ничего подобного», – заявил сейсмолог из Колумбийского университета Горан Экстрем, специализирующийся на аномальных землетрясениях. Что же это было: удар метеорита, извержение подводного вулкана или древнее морское чудовище, поднимающееся из глубины? Специалисты отметили аномальный характер зафиксированного явления: волны были низкочастотными и монохроматическими. Как правило, подобные колебания являются отголосками чрезвычайно мощных землетрясений, однако подобных явлений в последнее время замечено не было. Предварительный анализ полученных сейсмографами данных показал, что причиной такого явления могла быть вулканическая активность. Учёные полагают, что она связана с движениями магмы под Индийским океаном.

<https://regnum.ru/news/innovatio/2528606.html>

30 ноября, АЛЯСКА



30 ноября на территории штата Аляска наблюдалась серия подземных толчков магнитудой от 6,6 до 7,2. Самые сильные из них пришлось на окрестности города Анкоридж. Из-за сильных разрушений перекрыта часть дорог и улиц. Школы не работают. Приостановлена работа Трансаляскинского нефтепровода. После землетрясения президент США утвердил на Аляске режим чрезвычайной ситуации. Д. Трамп пообещал местным жителям поддержку. Согласно его распоряжению в пострадавшие районы поступят средства из федерального бюджета.

[https://www.m24.ru/news/proisshestiya/03122018/56430?utm\\_source=CopyBuf](https://www.m24.ru/news/proisshestiya/03122018/56430?utm_source=CopyBuf)

11 декабря, МОСКВА



**За пять лет фонд нормативно-технических документов в строительстве увеличился втрое.**

На начало 2018 года разработано 1080 стандартов и более 300 сводов правил, благодаря системной работе ведомства, экспертов и ТК 465 «Строительство». За 2018-2019 гг. будут утверждены 162 ГОСТа и более 150 сводов правил. Об этом сообщил заместитель замглавы Минстроя России Дмитрий Волков на пленарном заседании XIV Конференции «Перспективы развития инженерных изысканий в строительстве в Российской Федерации» 11 декабря.

По словам замминистра, сегодня создана эффективно действующая структура ТК 465 «Строительство», которая задействует потенциал и знания профессионального сообщества.

«Благодаря этой работе, в том числе, восстановлено прерванное системное планирование и обеспечено научное обоснование в техническом нормировании строительства. Вместе с экспертным сообществом Минстроем России была проведена инвентаризация действующих документов, выявлены те, которые нуждаются в пересмотре, изменениях или актуализации, а также требуют разработки новых сводов правил», – сообщил заместитель Министра.

Большая часть документов, которая уже разработана, касается обеспечения безопасности, например, это шкала сейсмостойкости; здания и сооружения в цунами-опасных районах, требования к строительству высотных зданий и их пожарной безопасности.

Столь наукоемкие и сложные документы априори не могли быть разработаны только рынком, поскольку требуют серьезных исследований, которые может обеспечить только государство.

<http://www.minstroyrf.ru/press/za-pyat-let-fond-normativno-tekhnicheskikh-dokumentov-v-stroitelstve-uvlechilsya-vtroe/>

18 декабря, КИТАЙ



В результате землетрясения в провинции Сычуань на юго-западе Китая пострадали 16 человек. Об этом сообщило агентство Xinhua со ссылкой на администрацию провинции.

Серия подземных толчков магнитудой 5,7 была зафиксирована в 12:46 по местному времени (07:46 мск) в воскресенье, 16 декабря, в 70 км от города Ибинь. Очаг землетрясения залегал на глубине 12 км. В некоторых населенных пунктах было прервано газо- и электроснабжение

Как отмечает ТАСС, власти Китая ввели режим чрезвычайной ситуации и эвакуировали 378 местных жителей. На месте происшествия работало более 300 спасателей.

<https://iz.ru/824337/2018-12-16/vo-vremya-zemletriaseniia-v-kitae-postradali-16-chelovek>

# МЕЖДУНАРОДНАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ «SPITAK-30. СПИТАКСКОЕ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЕ 30 ЛЕТ СПУСТЯ: ОПЫТ И ПЕРСПЕКТИВЫ»

3-7 декабря 2018, Ереван



**С 3 по 7 декабря 2018 г. в столице Армении городе Ереване состоялась Международная конференция «Spitak-30. Спитакское землетрясение 30 лет спустя: опыт и перспективы», в работе которой приняли участие более 100 разнопрофильных ученых геологов-тектонистов, геофизиков-сейсмологов, специалистов по сейсмостойкому строительству.**

В работе конференции приняли участие ученые из Алжира, Бельгии, Брунея, Болгарии, Германии, Греции, Грузии, Индии, Ирана, Италии, Казахстана, Канады, Катар, Кыргызстана, Нидерландов, Новой Зеландии, Пакистана, США, Таджикистана, Туркменистана и Японии. Российская делегация состояла из 12 участников, в том числе, ведущих специалистов Е.А. Рогожина, Р.Э. Татевосяна (ИФЗ), С.Ц. Акопяна, В.Г. Трифонова (ГИН) и др. Более 40 ученых представляли Армению и Республику Арцах. Конференция была организована Национальной Академией наук Республики Армения (НАН РА), Институтом геологических наук (ИГН) НАН РА, Институтом геофизики и инженерной сейсмологии им. А. Назарова (ИГИС) НАН РА, Министерством по чрезвычайным ситуациям (МЧС) РА, Комитетом науки при Министерстве образования и науки РА, Программой развития ООН UNDP и т.д. Рабочий язык конференции – английский.

Торжественное открытие конференции происходило в большом зале здания Президиума НАН РА, где с приветственным словом выступили Президент НАН, академик Р.М. Мартиросян и министр МЧС Ф. Цолакян. Большой группе армянских, российских и французских ученых и специалистов за значительный вклад в развитие сейсмологической науки и участие в спасательных мероприятиях после Спитакского землетрясения в декабре 1988 г., были вручены ведомственные награды МЧС и грамоты от Президиума НАН РА, в том числе, посмертно. Затем был показан документальный фильм о Спитакском землетрясении.

Со второй половины 4 декабря до самого окончания основной части конференции все заседания проходили в двух конференц-залах гостиницы «Ани Плаза» на ул. Саят-Нова. Было заслушано 10 пленарных и 50 секционных докладов и продемонстрировано 27 постеров. Часть пленарных докладов была посвящена комплексному сейсмологическому и сейсмотектоническому изучению и трагическим урокам Спитакского землетрясения.

Выступили д. г.-м. н. Е.А. Рогожин (ИФЗ, Москва), академик НАН РА Э.Е. Хачиян, д.г.н. Х.Б. Меликсетян. Также различным вопросам сейсмологии и сейсмостойкого строительства Кавказского региона в целом были посвящены доклады Т. Челидзе (Грузия), Марка Сосона (Франция), Тины Онур (Канада).

Темой пленарного доклада д.г.н. Ара Авагяна (ИГН, Армения) было эволюционное развитие воззрений на активную тектонику Армении со времени Абиха до наших дней, а проф. Мохсена Гафори-Аштиани (Иран) – изучение сильного землетрясения (М 7,3) в Сер-Поле-Зохаб, Иран.

Секционные доклады были распределены по четырем тематическим направлениям.

В секции I: «Спитакское землетрясение, полевые изыскания в эпицентральной зоне, сейсмичность региона в настоящее время, новые исследования и результаты 30 лет спустя». Было представлено 16 докладов, в частности, выступление д.ф.-м.н. Р.Э. Татевосяна (ИФЗ, Москва) о сейсмологических исследованиях в эпицентральной зоне Спитакского землетрясения и экстраполяции полученных результатов в изучении последующих известных сильных землетрясений – Рача, 1997, Шикотан, 1994, и т.д. Интересны также были два доклада – д.ф.-м.н. Э.Г. Геодакяна и соавторов (ИГИС, Гюмри) об афтершоковых процессах и составлении геодинамической модели Спитакского землетрясения.

В докладе геологов братьев А.К. Мкртчяна (EON Geiconsulting, США) и В.К. Мкртчяна (Министерство энергетики и природных ресурсов, РА) были проанализированы геологические и сейсмотектонические аспекты Спитакского региона. Данный доклад был посвящен памяти их отца, заслуженного геолога, к.г.-м.н. Корюна Акоповича Мкртчяна (1928-1993), внесшего значительный вклад в сейсмотектоническое районирование северной Армении, в том числе в геологическое обоснование выбора новых территорий под строительство на СЗ окраине

г. Гюмри, Армения. Состоялась также презентация изданной посмертно книги К.А. Мкртчяна «Спитакское землетрясение. Дневник 08.12.1988 – 07.03.1989» (Ереван: Мекнарк, 2018, 164 с., на армянском языке), написанной на основании большого эпистолярного наследия ученого. По единому мнению участников конференции, данная книга, несомненно, ценный вклад в сейсмологию и сейсмостроительную технику региона.

Наиболее внушительными были мероприятия, проведенные в рамках секции II, посвященной памяти известного геолога-сейсмостроителя, д.г.-м.н. Аркадия Степановича Караханяна (1951-2017): «Сейсмические и геофизические исследования, сейсмостроительная, палеосейсмология, археосейсмология», где в общем итоге был заслушан 21 доклад, из которых 6 докладов в подсекции ISTC, и продемонстрировано 27 разнопрофильных постеров (стендовых докладов). В докладе Ренджина Гока (Rengin Gok) (Lawrence Livermore Lab., США) приведен анализ сейсмической структуры Кавказского региона в целом и Армении в частности, а в докладе Жана-Франсуа Рица (Jean-Francois Ritz) (University of Montpellier, Франция) и многочисленных армянских и французских соавторов рассмотрена активная тектоника крупного Памбак – Севан – Сюникского разлома в контексте современной геодинамической обстановки Армении. В докладе д.г.-н., директора ИГН Х.Б. Меликсетяна (Армения) и д.г.-м. н. В.Г. Трифонова (ГИН, Москва) проанализирован вклад Аркадия Караханяна в сейсмологию и сейсмостроительную технику Армении. Хамид Назари (Hamid Nazari, Research Institute of Earth Sciences, Иран) в своем докладе подробно проанализировал археосейсмологические особенности Хазарского активно-го разлома северного Ирана.

Большой интерес вызвал доклад директора Института сейсмологии НАН Кыргызстана К.Э. Абдрахманова (Бишкек) об активных разломах и сейсмической опасности Тянь-Шаня и Джунгарии, где была обоснована возможность сильных землетрясений с  $M$  6,9-8,2 с периодичностью от 1000 до 5000 лет. Палеосейсмологические доклады были посвящены выявлению сильных землетрясений голоцена в окрестностях оз. Севан (д.г.-м.н. А.М. Коржаков и соавторы, ИФЗ, Москва) и нижнеплейстоценовым палеосейстам Ширакской котловины СЗ Армении (зам.дир. ИГН, к.г.-н. Л.Г.Саакян и соавторы, Ереван)

Доклад Паоло Марко Мартини и соавторов (Институт геофизики и вулканологии, Рим) затронул вопросы анализа поверхностных разрывов землетрясения 30.10.2016 г. в центральной Италии. Стефан Без (Stephane Baize, Institut de Radioprotection et Surete Nucleaire, Франция) с многочисленными соавторами из Франции, Италии, Японии, Аргентины, США и Новой Зеландии в своем докладе охватил глобальные проблемы создания мировой базы данных поверхностных сейсмоактивных разломов в целях анализа сейсмоопасности различных регионов. Доклады Ираклия Гуниа (Irakli Gunia) и соавторов и Теа Годоладзе и соавторов (Institute of Earth Sciences, Ilia State University, Грузия) касались базы данных сейсмического мониторинга территории Грузии и смене сейсмических событий в Кавказском регионе в целом. Выступление Аккенже Силканова (Akkenje Sijlkanof) и соавторов из Института сейсмологии Казахстана касалось темы активных разломов восточного Казахстана. Доклад греческих ученых сейсмологов Т. Топаноса и Г. Дракатоса (Aristotle University of Thessaloniki, Greece) затрагивал изменения В-значений сильных землетрясений в различных тектонических режимах Чили, Перу и Непала. Доклад к.г.-н. Г.У. Мелик-Ада-

мяна (ИГН, Армения) и к.г.-н. Х.В. Хачанова (Аппарат Президента, Республика Арцах) был посвящен вкладу немецкого академика Германа фон Абиша (1806-1886) в сейсмологию и сейсмостроительную технику обширного Армянского нагорья, охватывающего часть западной Турции, территорию современной Армении, Республики Арцах и сопредельных территорий.

В Секции III «Инженерная сейсмология» было заслушано 12 докладов, основной темой которых были проблемы сейсмостойкого строительства. Канадский и американский инженеры Тина Онур и Ренгин Гок представили доклад о вопросах уменьшения риска сейсмических катастроф в Кавказском регионе, в частности, в Армении и Грузии путем модернизации строительных норм. В докладе алжирского ученого Я. Аит-Мериане рассматривались задачи уточнения выбора цифровой модели сейсмостойкого строительства. Выступление зав. лабораторией теории сейсмостойкости Института геологии и сейсмостойкого строительства Таджикской А.Н., д.т.н. И.К. Каландарабекова и соавторов касалось теоретических вопросов изучения свободных осцилляций зданий с учетом сейсмической изоляции. В двух докладах д.т.н. Размика Атабекияна (МЧС, Гюмри) были рассмотрены проблемы оценки сейсмической устойчивости зданий, основанной на инструментальных измерениях. В двух докладах к.т.н., нач. упр. сейсмостойкого строительства НССЗ МЧС (Армения) Завена Хлгатыяна, Гургена Намаляна и др. рассматривались актуальные проблемы сейсмической безопасности школьных зданий Армении, злободневных проблем градостроительства Еревана с точки зрения сейсмического риска, а также внедрения нового метода применения динамических гасителей колебания (TMD) в Ереване. Здесь, в частности, отмечалось, что в столице Армении к настоящему времени есть два здания, на крышах которых установлены такие гасители. Еще два таких приспособления установлены на двух зданиях в Ванадзоре и одно в г. Шуши, Республика Арцах. В Секции IV «Геологическая опасность и сейсмическое противостояние» было представлено всего 7 докладов. Доклад Бриджит Миллер и немецких коллег затрагивал общие вопросы влияния тектонических напряжений на разнообразные геологически опасные явления. Диа Шанкер (Dia Shanker) из Индии рассматривал варианты расчета сейсмических опасностей западной части Гималаев. Особый интерес вызвал доклад к.г.-н., советника главы НССЗ МЧС Г.М. Петросяна (Армения) и многочисленных соавторов касательно новой карты сейсмической опасности территории Армении масштаба 1 : 500 000.

Седьмого декабря, в день 30-летия Спитакского землетрясения, участники конгресса отправились на экскурсию по маршруту Ереван – Спитак – Гюмри – Ереван. Ровно в 11.41 по местному времени, не доезжая до Спитака, гости и участники конференции минутой молчания почтили память более 25 000 жертв Спитакского землетрясения, а затем на южной окраине г. Спитак посетили знаменитую сейсмическую дислокацию, образованную в результате землетрясения 1988 года.

Примечательно, что через несколько дней после конференции, 12 декабря 2018 в конференц-зале Национального университета архитектуры и строительства в Ереване состоялась презентация книги академика НАН РА Э.Е. Хачияна «Спитакское землетрясение 07.12.1988» (Ереван: изд. Наапет, 159 с.).

Издан сборник тезисов докладов конференции (на английском языке).

*Г.У. Мелик-Адамян, с.н.с. ИГН НАН РА, кандидат геол. наук*





**О.В. ПАВЛЕНКО**

**доктор физико-математических наук, главный научный сотрудник лаборатории  
региональной геофизики и природных катастроф (303)**

**Институт физики Земли им. О.Ю. Шмидта РАН**

УДК 550.347.097.33

## **УТОЧНЕННЫЕ ОЦЕНКИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ для РАЙОНОВ КОЛЬСКОГО ПОЛУОСТРОВА И КАРЕЛИИ, ПОЛУЧЕННЫЕ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ЗАПИСЕЙ МЕСТНЫХ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ**

*Получены уточненные оценки сейсмических воздействий от сценарных землетрясений для районов Кольского полуострова и Карелии; расчеты проведены с использованием региональных характеристик излучения и распространения сейсмических волн, полученных по записям близких землетрясений. Сейсмическая интенсивность, пиковые ускорения и скорости, спектры реакции и другие характеристики оценены на основе рассчитанных стохастическим методом акселерограмм колебаний поверхности. Получены более высокие оценки сейсмической интенсивности и пиковых ускорений и скоростей по сравнению с оценками, полученными ранее на основе параметров среднемировых или из районов со сходной геологией. Основной причиной полученных расхождений и высоких оценок уровня сейсмических воздействий является неучет в прошлых исследованиях высоких значений сброшенных напряжений,  $\Delta\sigma \sim 200$  бар, характерных для данного региона.*

**Ключевые слова:** функция добротности, падение напряжения, геометрическое расхождение, длительность, стохастическое моделирование, акселерограммы, пиковые ускорения.

### **Введение**

В 2013 г. в Институте физики Земли им. О.Ю. Шмидта РАН выполнены исследования по оценке сейсмических воздействий на площадке размещения Кольской АЭС, в окрест-

ностях Кандалакшского залива. В качестве основы для расчетов были взяты базы данных карт общего сейсмического районирования ОСР-97, являвшихся официальным документом, определяющим уровень фоновой сейсмичности для территории Российской Федерации (в настоящее время они заменены на карты ОСР-2015, представляющие собой, за исключением Якутии и Крыма, копии карт ОСР-97: [В.И. Уломов, 2016]).

В соответствии с базой данных карт ОСР были выбраны очаги сценарных землетрясений. Сейсмическая интенсивность, пиковые ускорения и скорости, спектры реакции и другие характеристики оценивались на основе расчетов акселерограмм сценарных землетрясений; акселерограммы рассчитывались стохастическим методом (Boore, 2003), с учетом изученных к тому времени региональных особенностей и среднемировых параметров излучения и распространения сейсмических волн, которые служили входными данными для расчетов:

- средней плотности земной коры и средней скорости распространения S-волн в окрестности очага: взяты среднемировые значения для глубины очага  $\sim 4-10$  км в континентальной коре [Буллен, 1978];
- очагового спектра и параметра сброшенных напряжений: использовалась модель  $\omega^2$  Аки-Бруна [Аки, 1967] и величина  $\Delta\sigma \sim 50$  бар, согласно [Beresnev, Atkinson, 1998];
- параметров геометрического расхождения и неупругого поглощения S-волн: оценены по данным о мощности

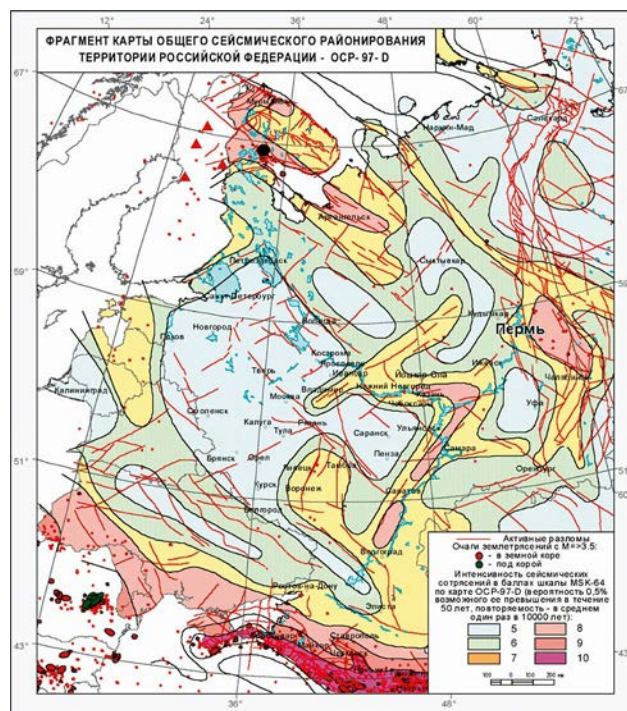
земной коры, взяты характеристики региона Северной Евразии [Гусев, Шумилина, 1999];

- зависимости длительности акселерограмм от эпицентрального расстояния: взяты параметры, характерные для платформенных областей со сходной геологией;
- параметров локального усиления сейсмических волн в земной коре и параметра их ослабления на высоких частотах каппа: взяты параметры, характерные для платформенных областей со сходной геологией.

Таким образом, необходимые для расчетов акселерограмм входные параметры выбирались в зависимости от магнитуды землетрясения и расстояния до исследуемого пункта, в соответствии с установленными общемировыми закономерностями и с учетом локальных условий. В целом можно сказать, что региональные закономерности излучения и распространения сейсмических волн не могли быть корректно учтены в расчетах, поскольку не были предварительно изучены.

В 2016-2017 гг. в рамках совместного международного проекта автора с Университетом Оулу (Финляндия) по записям локальной сейсмической сети Северной Финляндии изучены характеристики излучения и распространения сейсмических волн в северной части Финляндии – в районе, расположенном в непосредственной близости от Кандалакшского залива и площадки АЭС [Pavlenko, Kozlovskaya, 2018].

С 2007 г. по 2016 г. четырьмя станциями, OUL, MSF, SGF и RNF, зарегистрировано около 80 записей локальных землетрясений с моментными магнитудами  $M_w \sim 1,5-4,1$  и с глубинами очагов 3-25 км. По этим записям методом нормализации по коде оценена частотно-зависимая добротность среды  $Q(f) \sim Q_0 f^n$ , сделаны оценки геометрического расхождения и длительности сейсмических движений в зависимости от гипоцентрального расстояния, а затем оценены и другие параметры очагов и среды методом стохастического моделирования записей наиболее сильных событий ( $M_L > 2,0$ ). Получены оценки добротности среды  $Q_0 \sim 80-100$ ,  $n \sim 1,1-1,2$  для гипоцентральных расстояний  $\sim 20-150$  км и  $Q_0 \sim 180-350$ ,  $n \sim 0,7-0,9$  для гипоцентральных расстояний  $\sim 150-320$  км; оценки параметра напряжений  $\Delta\sigma \sim 200$  бар, оценки геометрического расхождения – в виде 2-х-сегментной функции вида:  $1/R$  для  $R \sim 0-80$  км и  $1/80$  для  $R \sim 80-300$  км; оценки длительности сейсмических движений в зависимости от гипоцентрального расстояния; оценки параметра каппа  $k \sim 0,001-0,03$  с и оценки некоторых других



**Рисунок 1** — Фрагмент карты ОСР-97 D европейской части России, включающий исследуемый район. Площадка Кольской АЭС отмечена черным кружком, а красными треугольниками показаны 4 сейсмостанции локальной сети Северной Финляндии

параметров. Сделано заключение, что полученные достаточно высокие значения параметра напряжений, вместе с высокими оценками добротности среды  $Q(f)$ , могут привести к значительному возрастанию (относительно ожидаемых) оценок пиковых ускорений (PGA) и сейсмической интенсивности при оценке сейсмической опасности в регионе.

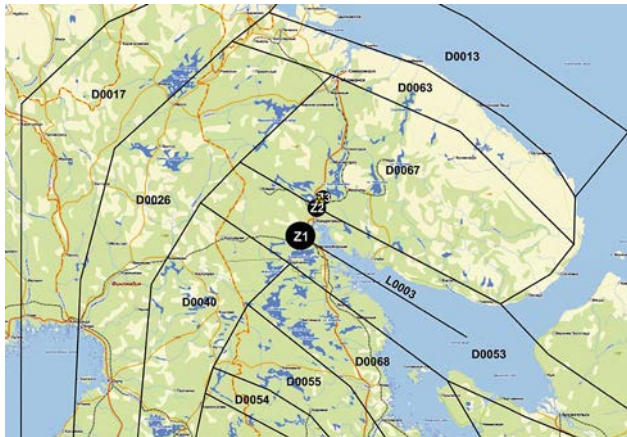
В настоящей работе сделан пересчет параметров сейсмических воздействий в районе площадки АЭС с учетом полученных в 2016-2017 гг. в близком соседнем районе характеристик излучения и распространения сейсмических волн.

**Метод оценки параметров сейсмических воздействий**

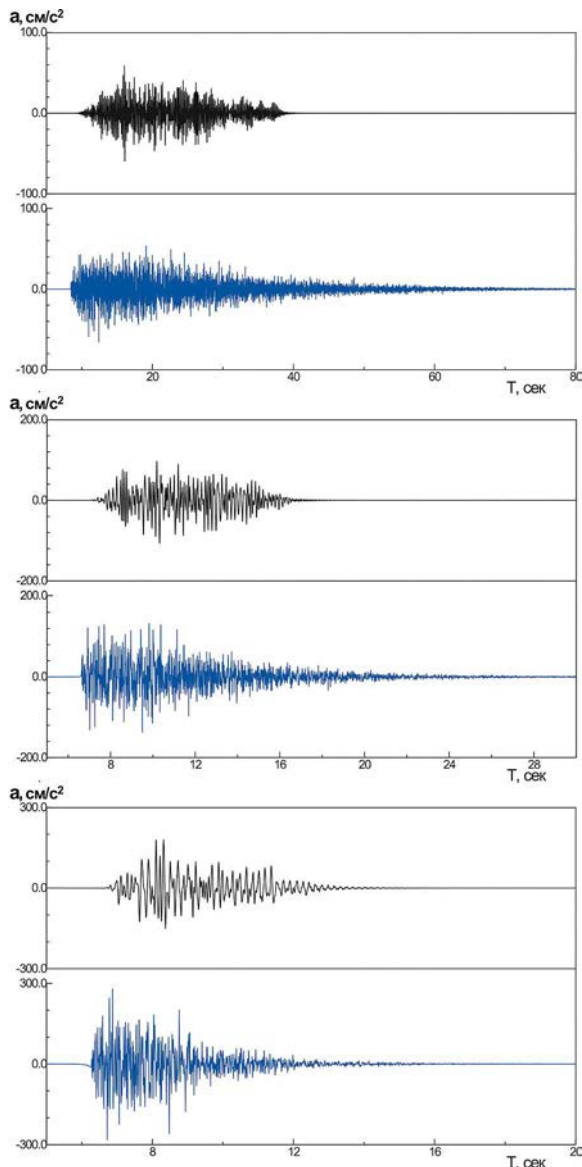
Карты общего сейсмического районирования позволяют оценивать сейсмическую опасность территории в зависимости от категории ответственности и срока службы объектов строительства и отражают расчетную интенсивность  $I_T$  сейсмических сотрясений, ожидаемых на данной площади с заданной вероятностью  $p(\%)$  в течение определенного ин-

**Таблица 1** — Очаговые параметры сценарных максимальных расчетных землетрясений для площадки АЭС

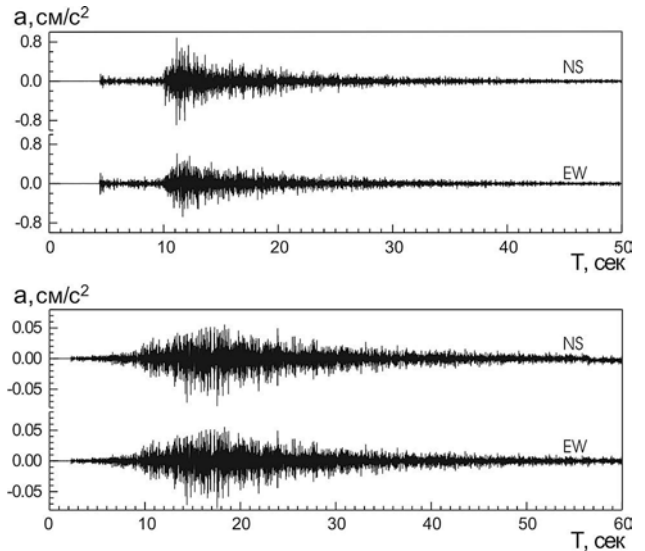
Номер линейного элемента и домена в базе ОСР-97	Магнитуда, M	Период повторяемости, лет	Координаты эпицентра		Глубина гипоцентра, км	Расстояние до АЭС, км	
			°с.ш.	°в. д.		эпицентр	гипоцентр
L0003 (Z1)	6,5	10 000	66,96	31,80	9,5	61,5	62,2
D0053 (Z2)	5,5	10 000	67,313	32,413	4,5	16,5	17,1
D0067 (Z3)	5,0	10 000	67,465	32,622	3,5	6,0	6,9



**Рисунок 2** — Расположение основных сейсмогенерирующих структур – линеймента и доменов – в окрестности Кольской АЭС и очаги сценарных максимальных расчетных землетрясений МРЗ – черные кружки. Площадка Кольской АЭС отмечена красным



**Рисунок 3** — Акселерограммы максимальных расчетных землетрясений для Кольской АЭС (горизонтальные компоненты), рассчитанные по среднемировым (вверху) и региональным параметрам (внизу)



**Рисунок 4** — Записи двух землетрясений (горизонтальные компоненты), очаги которых расположены в пределах ~200 км от площадки АЭС: а – землетрясения 27.09.2008 г., Mw ~2,4, h ~18 км, зарегистрированного станцией MSF (эпицентрального расстояние r ~43 км), и б – землетрясения 25.05.2012 г., Mw ~2,2, h ~3.8 км, зарегистрированного станцией SGF (r ~66 км)

тервала времени  $t = 50$  лет на средних грунтах, т.е. грунтах II категории по СНиП-II-7-81\* [Уломов, Шумилина, 1999]. Карты ОСР-А, ОСР-В и ОСР-С отражают 10%-ную, 5%-ную и 1%-ную соответственно вероятности возникновения в течение 50 лет в любом пункте зоны сотрясения, интенсивность которого равна значению балла, указанному на карте для данной зоны, либо превышает это значение. Это соответствует повторяемости таких сотрясений 1 раз в 500 лет, 1 раз в 1000 лет и 1 раз в 5000 лет. Дифференцированные оценки сейсмической опасности позволяют использовать комплект ОСР для проектирования и строительства сейсмостойких объектов разных категорий ответственности и сроков службы [Строительные нормы и правила..., 2015].

Карта ОСР-97D (ей нет аналога в комплекте карт ОСР-2015), характеризующая 0,5%-ный риск возможного превышения указанной на ней сейсмической интенсивности в течение 50 лет, соответствующая повторяемости сейсмического эффекта в среднем один раз за 10000 лет (требования МАГАТЭ), предназначена для оценки сейсмической опасности пунктов размещения атомных станций и других объектов ядерно-радиационного комплекса.

Согласно картам ОСР -А, -В и -С, район расположения Кольской АЭС находится в пределах зон с сейсмической интенсивностью 6 баллов по картам ОСР-А и ОСР-В и зоны с сейсмической интенсивностью 7 баллов по карте ОСР-С. Согласно карте ОСР-Д, площадка Кольской АЭС расположена в зоне с сейсмической интенсивностью 8 баллов, т.е. в зоне, где сейсмический эффект с вероятностью 99,5% не должен превысить 8 баллов на грунтах 2-й категории по сейсмическим свойствам (Рис. 1). Объекты Кольской АЭС относятся к категории объектов атомной энергетики и ядерно-радиационного комплекса, поэтому для этого объекта требуются расчеты сейсмических воздействий при максимальном расчетном землетрясении (МРЗ) с периодом повторяемости 10000 лет, что соответствует карте

**Таблица 2** — Параметры колебаний поверхности на площадке АЭС при максимальном расчетном землетрясении (среднемировые параметры)

Сцен. зем- летрясение	Эпиц. р., км	Гипоц. р., км	Ускорение, см/с <sup>2</sup>	Скорость, см/с	d, с	Период, с	
			a	v <sub>2</sub>		T <sub>a</sub>	T <sub>v</sub>
Z1	61,5	62,2	56÷64	1,9÷2,3	11÷14	0,18	5,12
Z2	16,5	17,1	106÷122	3,0÷3,6	3,5÷5,1	0,18	0,18
Z3	6,0	6,9	150÷172	3,9÷4,9	2,1÷3,1	0,18	0,18

a, v – максимальное ускорение и скорость колебаний на поверхности грунта; d – характерная длительность колебаний; T<sub>a</sub>, T<sub>v</sub> – характерные периоды колебаний (ускорения и скорости) на поверхности грунта.

**Таблица 3** — Параметры колебаний поверхности на площадке АЭС при максимальном расчетном землетрясении (региональные параметры)

Сцен. зем- летрясение	Эпиц. р., км	Гипоц. р., км	Ускорение, см/с <sup>2</sup>	Скорость, см/с	d, с	Период, с	
			a	v <sub>2</sub>		T <sub>a</sub>	T <sub>v</sub>
Z1	61,5	62,2	57÷63	2,1÷2,5	16÷20	0,17	3,41
Z2	16,5	17,1	138÷154	3,7÷4,3	4,5÷5,7	0,12	1,71
Z3	6,0	6,9	267÷299	4,7÷5,9	1,7÷2,5	0,06	0,93

ОСР-D.

Параметры сценарных землетрясений, выбранных для расчетов сейсмических воздействий, определены на основе линеаментно-доменно-фокальной модели (ЛДФ-модели) региона. На рис. 2 представлены сейсмогенные структуры, расположенные в окрестностях АЭС, согласно базе данных карт ОСР-97, и выбранные очаги сценарных землетрясений. Расположение очагов сценарных землетрясений выбиралось исходя из периодов повторяемости землетрясений максимальных магнитуд в пределах выделенных доменов и линеамента.

Максимальное расчетное землетрясение с периодом повторяемости 10 000 лет очевидно должно быть связано с доменами D0067 и D0053, а также с линеаментом L0003 – наиболее опасными сейсмогенными структурами в окрестностях атомной станции для периода повторяемости ~10000 лет. Проведя расчеты на основе приведенных в базе данных карт ОСР площадей этих доменов, длины линеамента и периодов повторяемости землетрясений с максимальной магнитудой в их пределах, получим 3 очага возможных максимальных расчетных сценарных землетрясений: Z1 – в пределах линеамента L0003 на удалении ~62 км от станции, Z2 – в пределах домена D0053 на удалении ~17 км от ближайшей к станции точки домена D0053, и Z3 – в пределах домена D0067 на удалении ~6 км от станции. На рис. 2 показано расположение очагов этих сценарных землетрясений в окрестностях Кольской АЭС, а в таблице 1 приведены очаговые пара-

метры этих землетрясений.

Акселерограммы рассчитаны с помощью стохастического метода, разработанного Д. Буром [Boore, 2003] для точечного очага землетрясения, метод модифицирован для учета протяженности сейсмических очагов и грунтовых условий.

В районах с достаточно редкими записями сейсмических событий, к которым относятся Финляндия, Кольский полуостров и Карелия, в задачах оценки сейсмической опасности (оценки параметров колебаний поверхности при возможных в будущем сильных землетрясениях) преимущественно применяются методы стохастического моделирования, а не прогнозные уравнения движения грунта, которые применяются в районах с большим количеством записей сильных движений [Halldorsson and Papageorgiou, 2005]. В стохастическом методе Д. Бура для описания эффектов очага, пути распространения и локальных эффектов используются физические модели, параметры которых могут быть непосредственно получены из данных наблюдений и таким образом мы можем лучше понять физические процессы, лежащие в основе излучения и распространения сейсмических волн.

Стохастический метод расчета акселерограмм основан на представлениях, подтверждаемых наблюдениями, что акселерограммы в окнах вступлений S-волн представляют собой ограниченный по спектру Гауссовский белый шум. Частотные ограничения определяются граничной частотой спектра f<sub>0</sub> и частотой f<sub>max</sub> – наивысшей частотой, определяемой регистрирующим прибором или затуханием в земной коре [Hanks and McGuire, 1981]. В результате, как по-



**Таблица 4** — Параметры, использованные в моделировании акселерограмм МРЗ для Кольской АЭС: 2013 г. (среднемировые) и в настоящей работе (региональные)

Параметр	Значение 2013 г.	Региональное
Параметр сброшенных напряжений $\Delta\sigma$ , бар	50	200
$Q(f)$	$150 \cdot f^{0.7}$	$100 \cdot f^{1.1}$
Геометрическое расхождение	$1/r$ для $r < 50$ км $1/r^0$ для $50 \leq r < 150$ км	$1/r$ для $r < 80$ км $1/r^0$ для $80 \leq r < 400$ км
Параметр затухания на высоких частотах $\kappa$ , (с)	0,015	0,0035
Возрастание длительности с расстоянием	0,55	0,06
Локальное усиление в верхних слоях земной коры	$A(f) \sim 1,0-1,2$	$A(f) \sim 1,0$
Скорость S-волн в окрестности очага, км/с	3,3	3,3
Средняя плотность пород в окрестности очага, г/см <sup>3</sup>	2,6	2,6

казывает практика, в смоделированных акселерограммах мы получаем адекватное представление высокочастотных составляющих колебаний ( $f > 0,1$  Гц), наиболее интересных для инженерной сейсмологии. Физические модели, откалиброванные по записям, полученным в ограниченных диапазонах расстояний и магнитуд, могут использоваться с разумным доверием для прогноза сильных движений за пределами этих диапазонов расстояний и магнитуд, т.е. позволяют с достаточно высокой точностью прогнозировать параметры сильных движений по записям слабых (метод успешно применялся в диапазоне 12-ти порядков магнитуд и в различных тектонических ситуациях). Эти модели позволяют также включать в расчеты вновь полученные или уточненные данные, таким образом совершенствуя прогнозы параметров сильных движений [Boore, 2003].

Входными данными программ стохастического моделирования акселерограмм являются параметры, описывающие излучение (эффекты очагов) и распространение (эффекты пути распространения) сейсмических волн в регионе, а также параметры, описывающие локальные эффекты. Зависимости параметров излучения и распространения сейсмических волн от магнитуды и расстояния от очага представляются в виде простых функций, которые используются в расчетах.

Грунтовые условия на площадке АЭС определены до глубины ~100 м в работах по сейсмическому микрорайонированию. Расчет колебаний на поверхности грунта выполнен по программе О.В. Павленко [Pavlenko, Irikura, 2003], в которой используется модифицированный алгоритм Джойнера и Чена [Joyner, Chen, 1975]. Рассчитывалось распространение падающей вертикально снизу поперечной сейсмической волны в горизонтально-слоистой толще осадочных пород с заданными упруго-прочностными характеристиками. Эти характеристики, как сказано выше, оценивались на основе предоставленной информации по результатам геофизиче-

ских работ и инженерно-геологических изысканий. Поведение грунта при сейсмических воздействиях описывалось нормированными зависимостями напряжение–деформация с учетом состава грунта, водонасыщенности и глубины залегания: зависимостями, полученными в лабораторных экспериментах Хардина и Дрневича [Hardin, Drnevich, 1972].

#### **Результаты расчетов сейсмических воздействий со среднемировыми параметрами излучения и распространения сейсмических волн и с региональными параметрами**

Расчеты акселерограмм и спектров реакции при максимальном расчетном землетрясении проведены на поверхности; результаты, полученные на основе среднемировых характеристик излучения и распространения сейсмических волн, представлены в таблице 2. Для каждого землетрясения были сгенерированы 25 синтетических акселерограмм, по которым оценивались средние значения максимальных ускорений, максимальных скоростей, средние спектры колебаний (ускорений и скоростей), средние спектры реакции и средняя продолжительность сильных движений (как продолжительность колебаний, превышающих по амплитуде уровень 50% пиковых значений). В таблице приводятся средние значения и пределы изменений этих параметров, оцененные по совокупности 25-ти рассчитанных акселерограмм. Показанные пределы изменений отражают изменчивость параметров, полученных для отдельных акселерограмм.

Как видно из таблицы, наивысшие ускорения, 150–172 см/с<sup>2</sup>, будут достигаться при сценарном землетрясении Z3, связанном с доменом D0067, в пределах которого расположена АЭС. Сценарное землетрясение Z2 представляет собой близкое по интенсивности и спектральным характеристикам сейсмическое событие: связанные с ними ускорения оцениваются в 106 – 122 см/с<sup>2</sup> на поверхности. Оценки преобладающих периодов колебаний ~0,18 с для ускорений

и скоростей. Землетрясение Z1 с магнитудой 6.5, наибольшей длительностью колебаний и с очагом, связанным с линейamentом L0003, дает меньшие оценки максимальных ускорений: 56 – 64 см/с<sup>2</sup> и преобладающие периоды колебаний 0,18 с для ускорений и ~5,12 с для скоростей. Максимальная интенсивность сейсмических колебаний при расчетах со среднемировыми параметрами излучения и распространения сейсмических волн составит 7,6-7,8 балла.

В Таблице 3 представлены результаты расчетов для тех же сейсмических очагов, полученные с уточненными региональными характеристиками излучения и распространения сейсмических волн.

Сравнение оценок параметров сейсмических воздействий при максимальном расчетном землетрясении (Таблицы 2 и 3) показывает близость оценок пиковых ускорений для Z1, но существенную недооценку пиковых ускорений для Z2 и Z3, различия в частотном составе и недооценку длительности сейсмических движений для Z1 (в меньшей степени для Z2 и Z3) при расчетах со среднемировыми параметрами. Оценки интенсивности сейсмических движений по региональным данным составят 8.4 – 8.6, что заметно выше оценок, сделанных по среднемировым данным: 7,6 – 7,8 балла.

В расчетах со среднемировыми параметрами, хотя региональные особенности практически не учитывались, все же входные параметры расчетных программ выбирались таким образом, чтобы конечный результат – пиковые ускорения и связанная с ними сейсмическая интенсивность – соответствовали картам общего сейсмического районирования района. Карты ОСР, которые, как известно, построены с учетом макросейсмических наблюдений, служат ориентиром в расчетах сейсмических воздействий.

На рисунке 3 для сравнения представлены акселерограммы (максимальные горизонтальные компоненты), рассчитанные по среднемировым и региональным параметрам для максимальных расчетных землетрясений Z1, Z2 и Z3, которые показывают недооценку в прошлых исследованиях длительности и интенсивности сильных движений.

На рисунке 4 показаны записи двух местных землетрясений (горизонтальные компоненты), зарегистрированных локальной сейсмической сетью Северной Финляндии, очаги которых расположены наиболее близко к изучаемой площадке АЭС: землетрясения 27.09.2008 г. (Mw ~2.4, h ~18 км), зарегистрированного станцией MSF (эпицентральное расстояние r ~43 км), и землетрясения 25.05.2012 г. (Mw ~2.2, h ~3.8 км), зарегистрированного станцией SGF (r ~66 км). Как видно из рисунка, отличительной чертой записей является их большая длительность, что не было учтено в наших прошлых расчетах.

#### Дискуссия и выводы

В таблице 4 приведены параметры излучения и распространения сейсмических волн, использованные при оценке сейсмических воздействий в прошлых исследованиях и в настоящей работе.

Как видно из таблицы, наиболее существенные отличия в региональных параметрах от среднемировых – в оценках параметра сброшенных в очагах напряжений  $\Delta\sigma$ . В методе стохастического моделирования для землетрясений раз-

личных магнитуд используется одно значение параметра напряжений. Это региональный параметр, и для многих регионов его значение равно  $\Delta\sigma \sim 50$  бар. Такие величины характерны для Калифорнии (США) [Boore, 1986], Тайваня [Pavlenko, Wen, 2008], Кавказа [Павленко, 2011; Павленко, 2016]. Более высокие оценки,  $\Delta\sigma \sim 100$  бар, получены, например, для восточных США [Boore, Atkinson, 1987] и для Камчатки [Павленко, 2011; Павленко, 2013].

По записям слабых сейсмических событий в Северной Финляндии получены оценки  $\Delta\sigma \sim 200$  бар, что очевидно связано с особенностями региона. Фенноскандия, в состав которой входят, помимо других территорий, Финляндия, Карелия и Кольский полуостров, является сейсмически относительно спокойным регионом и характеризуется невысокой сейсмической активностью с землетрясениями внутриплитового типа. Такие регионы относят к стабильным континентальным регионам (SCR), в отличие от активных или тектонически активных континентальных районов (TCR) с высокой сейсмической активностью [Johnston, 1996; Somerville, 2014]. Для стабильных регионов считаются характерными низкие скорости деформаций, порядка  $10^{-12}$  в год; признаками низких скоростей служат недеформированные геологические маркеры, как, например, горизонтально залегающие, без значительных разрывов Палеозойские отложения. В сейсмически активных регионах скорости деформирования заметно выше и могут достигать  $10^{-8}$ – $10^{-7}$  в год.

Хотя по этим параметрам Финляндия, Кольский полуостров и Карелия занимают промежуточное положение (скорость постгляциальных поднятий  $\sim 4 \cdot 10^{-9}$  в год), по мнению многих исследователей, они также относятся к SCR; посредством внутриплитовых землетрясений здесь реализуются накопленные за длительные периоды тектонические деформации [Craig et al., 2016].

Для стабильных регионов (SCR) характерны повышенные значения сброса напряжений по отношению к тектонически активным регионам [Hallidorsson, Papageorgiou, 2005] поскольку при фиксированной магнитуде землетрясения с большими периодами повторяемости имеют меньшие длины разломных плоскостей, т.е. большие сбросы напряжений, чем землетрясения с малыми периодами повторяемости. По оценкам работы [Somerville, 2014], разломные плоскости землетрясений в стабильных регионах (SCR) примерно в 2 раза меньше, чем в тектонически активных регионах (TCR), и сброс напряжений в ~2.8 раз выше.

Повышение параметра сброшенных напряжений до ~200 бар должно привести к существенному повышению оценок пиковых ускорений и сейсмической интенсивности (при пересчете с региональными параметрами), тем более, что полученные региональные оценки добротности также выше, чем принятые в 2013 г., тогда как оценки параметра затухания на высоких частотах каппа ниже, чем принятые в 2013 г.

С другой стороны, есть и факторы, снижающие уровень сейсмических воздействий при расчетах с уточненными региональными характеристиками: это геометрическое расхождение и, в большей степени, большая длительность сейсмических движений, при которой сейсмическая интенсивность распределяется на длительном

временном интервале, что позволяет избежать высоких пиковых ускорений.

Таким образом, использование региональных параметров излучения и распространения сейсмических волн позволило получить уточненные, более корректные оценки сейсмических воздействий в окрестностях Кандалакшского залива и Кольской АЭС.

Согласно этим оценкам, при максимальном расчетном землетрясении, связанном с линеаментом L0003, интенсивность колебаний составит 6,2–6,3 балла. Продолжительность колебаний оценивается в 16 – 20 с; преобладающие периоды колебаний для ускорений ~0,17 с, для скоростей ~3,4 с. При максимальном расчетном землетрясении, связанном с доменом D0067, ускорения на поверхности грунта составят

267–299 см/с<sup>2</sup>, а максимальные скорости – 5,0–6,0 см/с; продолжительность колебаний оценивается в 1,7 – 2,5 с. Преобладающие периоды колебаний для ускорений ~0,06 с, для скоростей ~0,9 с. Интенсивность колебаний оценивается в 8,4–8,6 балла.

#### Благодарности

Автор благодарит Елену Козловскую за полученные в Северной Финляндии записи локальных землетрясений, представляющие собой бесценный материал для оценки сейсмических воздействий в Финляндии и в соседних районах России.

**Работа выполнена по госзаданию ИФЗ РАН.**

#### Литература

1. Буллер К.Е. Плотность Земли. М.: Мир, 1978. 437 с.
2. Гусев А.А., Шумилина Л.С. Моделирование связи балл-магнитуда-расстояние на основе представления о некогерентном протяженном очаге // *Вулканология и сейсмология*. М.: Наука, 1999. №4-5. С. 29 - 40.
3. Павленко О.В. Различия региональных характеристик излучения и распространения сейсмических волн на Камчатке и Северном Кавказе // *Доклады АН. М.: Наука*, 2011. 438, 5. С. 687 – 693.
4. Павленко О.В. Характеристики излучения и распространения сейсмических волн на Северном Кавказе, оцененные по записям сейсмостанций «Сочи» и «Анапа» // *Вопросы инженерной сейсмологии*. М.: Наука, 2016. 43, 1. С. 49 - 61.
5. Строительные нормы и правила СП 14.13330.2014. Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81\*. М., 2015.
6. Уломов В.И., Шумилина Л.С. Комплект карт Общего сейсмического районирования территории Российской Федерации ОСП-97. Масштаб 1:8 000 000. Объяснительная записка и список городов и населенных пунктов, расположенных в сейсмоопасных районах. М., 1999. 57 с.
7. Уломов В.И. Пояснительная записка «Сравнение карт ОСП-97 с их компиляцией – ОСП-2015» / [http://seismos-u.ifz.ru/personal/documents/OCP-97\\_OCP-2015\\_.pdf](http://seismos-u.ifz.ru/personal/documents/OCP-97_OCP-2015_.pdf).
8. Aki K. Scaling law of seismic spectrum // *Jour. Geoph. Res.* 1967. V. 72(4). P. 1217-1231. doi:10.1029/JZ072i004p01217.
9. Beresnev I.A., Atkinson G.M. FINSIM – a FORTRAN Program for Simulating Stochastic Acceleration Time Histories from Finite Faults // *Seism. Res. Letters*. 1998. V. 69. 1. P. 27-32.
10. Boore D.M. Short-period P- and S-wave Radiation from Large Earthquakes: Implications for Spectral Scaling Relations // *Bull. Seismol. Soc. Am.* 1986. V. 76. P. 43–64.
11. Boore D.M., Atkinson G.M. Stochastic Prediction of Ground Motion and Spectral Response Parameters at Hard-rock Sites in Eastern North America // *Bull. Seismol. Soc. Am.* 1987. V. 77. P. 440–467.
12. Boore D.M. Simulation of Ground Motion Using the Stochastic Method // *Pure Appl. Geophys.* 2003. V. 160. P. 635-676.
13. Craig T.J., Calais E., Fleitout L., Bollinger L., Scotti O. Evidence for the release of long-term tectonic strain stored in continental interiors through intraplate earthquakes // *Geoph. Res. Lett.* 2016. V. 43. doi:10.1002/2016GL069359.
14. Johnston A.C. Seismic moment assessment of earthquakes in stable continental regions – I. Instrumental seismicity // *Geoph. Jour. Int.* 1996. V. 124(2). P. 381-414.
15. Joyner W.B., Chen T.F. Calculation of nonlinear ground response in earthquakes // *Bull. Seism. Soc. Am.* 1975. V. 65. P. 1315 – 1336.
16. Halldorsson B., Papageorgiou A.S. Calibration of the Specific Barrier Model to Earthquakes of Different Tectonic Regions // *Bull. Seism. Soc. Am.* 2005. V. 95, P. 1276–1300, doi: 10.1785/0120040157.
17. Hanks T.C., McGuire R.K. The Character of High-frequency Strong Ground Motion // *Bulletin of the Seismological Society of America* 1981. V. 71. P. 2071-2095.
18. Hardin B.O., Drnevich V.P. Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves // *Proc. Am. Soc. Civil Eng., J. Soil Mech. Found. Div.* 1972. V. 98. P. 667–692.
19. Pavlenko O.V., Irikura K. Estimation of nonlinear time-dependent soil behavior in strong ground motion based on vertical array data // *Pure Appl. Geoph.* 2003. V. 160. P. 2365 – 2379.
20. Pavlenko O.V., Wen K.-L. Estimation of Nonlinear Soil Behavior During the 1999 Chi-Chi, Taiwan, Earthquake // *Pure Appl. Geoph.* 2008. V. 165. P. 373-407.
21. Pavlenko O.V. Simulation of Ground Motion from Strong Earthquakes of Kamchatka Region (1992–1993) at Rock and Soil Sites // *Pure Appl. Geoph.* 2013. V. 170. P. 571-595.
22. Pavlenko O., Kozlovskaya E. Characteristics of radiation and propagation of seismic waves in the Northern Finland estimated based on records of local earthquakes // *Pure Appl. Geoph.* 2018. <https://doi.org/10.1007/s00024-018-1919-5>.
23. Somerville P. Scaling Relations between Seismic Moment and Rupture Area of Earthquakes in Stable Continental Regions // *PB2015-101775/XAB; PEER-2014/14*.
24. The Global Seismic Hazard Assessment Program (GSHAP) 1992-1999 // *Ann. di Geofis. Roma, Italy*. 1999. V. 42. P. 955-1230.

Материалы хранятся по адресу:  
123242, г. Москва, ул. Б. Грузинская, д. 10 стр 1.  
Лаборатория 303

**PAVLENKO O., senior researcher, lab. 303, Institute of Physics of the Earth Shmidt institute of the Russian Academy of Sciences**

## UPDATED ASSESSMENT OF SEISMIC HAZARD FOR THE AREAS OF KOLSKY PENINSULA AND KARELIA, BASED ON RECORDS OF LOCAL EARTHQUAKES

**Abstract**

Updated accurate estimates of seismic effects from scenario earthquakes are obtained for the areas of Kolsky peninsula and Karelia; calculations were carried out with regional characteristics of radiation and propagation of seismic waves that were estimated based on records of local earthquakes. Seismic intensity, peak ground accelerations and velocities, response spectra, and other characteristics are estimated from acceleration time histories of motions on the surface calculated by stochastic method. Higher

estimates of seismic intensity and peak ground accelerations and velocities were obtained, as compared to the estimates obtained earlier and based on world-average characteristics or from areas with similar geological structure. The main cause of the obtained differences and high new estimates of seismic effects is neglecting in past studies high values of the stress drop,  $\Delta\sigma$ -bars, typical for this region.

**Keywords:** quality factor, stress drop, geometrical spreading, duration, stochastic simulation, acceleration time histories, PGA

**References**

- Bullen K.E. Plotnost' Zemli. M.: Mir, 1978. 437 p.
- Gesev A.A., Shumilina L.S. Modelirovanie svyazi ball-magnituda-rasstoianie na osnove predstavleniia o nekogerentnom protiazhenom ochage // Vulkanologiya i seismologiya. M.: Nauka, 1999. №4-5. P. 29-40.
- Pavlenko O.V. Razlichii regional'nykh kharakteristik izlucheniia i rasprostraneniia seismicheskikh voln na Kamchatke i Severnom Kavkaze // Doklady AN. M.: Nauka, 2011. 438, 5. P. 687-693.
- Pavlenko O.V. kharakteristiki izlucheniia i rasprostraneniia seismicheskikh voln na Severnom Kavkaze, otsenennye po zapisiam seismostantsii «Sochi» i «Anapa» // Voprosy inzhenernoi seismologii. M. Nauka, 2016. 43, 1. P. 49-61.
- Stroitel'nye normy i pravila SP 14.13330.2014. Stroitel'stvo v seismicheskikh raionah. Aktualizirovannaia redaktsiia SNiP II-7-81\*. M., 2015.
- Ulomov V.I., Shumilina L.S. Komplekt kart obshchego seismicheskogo raionirovaniia teritorii Rossiiskoi Federatsii OSR-97. Masshtab 1:8 000 000. Ob'iasnitel'naia zapiska i spisok gorodov i naselennykh punktov, raspolozhennykh v seismoopasnykh raionah. M., 1999. 57 p.
- Ulomov V.I. Poiasnitel'naia zapiska «Sravnenie kart OSR-97 s ih kompiliatsiei – OSR-2015» // [http://seismos-u.ifz.ru/personal/documents/OCP-97\\_OCP-2015\\_.pdf](http://seismos-u.ifz.ru/personal/documents/OCP-97_OCP-2015_.pdf).
- Aki K. Scaling law of seismic spectrum // Jour. Geoph. Res. 1967. V. 72(4). P. 1217-1231. doi: 10.1029/JZ072i004p01217.
- Beresnev I.A., Atkinson G.M. FINSIM – a FORTRAN Program for Simulating Stochastic Acceleration Time Histories from Finite Faults // Seism. Res. Letters. 1998. V. 69. 1. P. 27-32.
- Boore D.M. Short-period P- and S-wave Radiation from Large Earthquakes: Implications for Spectral Scaling Relations // Bull. Seismol. Soc. Am. 1986. V. 76. P. 43–64.
- Boore D.M., Atkinson G.M. Stochastic Prediction of Ground Motion and Spectral Response Parameters at Hard-rock Sites in Eastern North America // Bull. Seismol. Soc. Am. 1987. V. 77. P. 440–467.
- Boore D.M. Simulation of Ground Motion Using the Stochastic Method // Pure Appl. Geophys. 2003. V. 160. P. 635–676.
- Craig T.J., Calais E., Fleitout L., Bollinger L., Scotti O. Evidence for the release of long-term tectonic strain stored in continental interiors through intraplate earthquakes // Geoph. Res. Lett. 2016. V. 43. doi:10.1002/2016GL069359.
- Johnston A.C. Seismic moment assessment of earthquakes in stable continental regions – I. Instrumental seismicity // Geoph. Jour. Int. 1996. V. 124(2). P. 381-414.
- Joyner W.B., Chen T.F. Calculation of nonlinear ground response in earthquakes // Bull. Seism. Soc. Am. 1975. V. 65. P. 1315 – 1336.
- Halldorsson B., Papageorgiou A.S. Calibration of the Specific Barrier Model to Earthquakes of Different Tectonic Regions // Bull. Seism. Soc. Am. 2005. V. 95, P. 1276–1300, doi: 10.1785/0120040157.
- Hanks T.C., McGuire R.K. The Character of High-frequency Strong Ground Motion // Bulletin of the Seismological Society of America 1981. V. 71. P. 2071-2095.
- Hardin B.O., Drnevich V.P. Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves // Proc. Am. Soc. Civil Eng., J. Soil Mech. Found. Div. 1972. V. 98. P. 667–692.
- Pavlenko O.V., Irikura K. Estimation of nonlinear time-dependent soil behavior in strong ground motion based on vertical array data // Pure Appl. Geoph. 2003. V. 160. P. 2365 – 2379.
- Pavlenko O.V., Wen K.-L. Estimation of Nonlinear Soil Behavior During the 1999 Chi-Chi, Taiwan, Earthquake // Pure Appl. Geoph. 2008. V. 165. P. 373-407.
- Pavlenko O.V. Simulation of Ground Motion from Strong Earthquakes of Kamchatka Region (1992–1993) at Rock and Soil Sites // Pure Appl. Geoph. 2013. V. 170. P. 571-595.
- Pavlenko O., Kozlovskaya E. Characteristics of radiation and propagation of seismic waves in the Northern Finland estimated based on records of local earthquakes // Pure Appl. Geoph. 2018. <https://doi.org/10.1007/s00024-018-1919-5>.
- Somerville P. Scaling Relations between Seismic Moment and Rupture Area of Earthquakes in Stable Continental Regions // PB2015-101775/XAB; PEER-2014/14.
- The Global Seismic Hazard Assessment Program (GSHAP) 1992-1999 // Ann. di Geofis. Roma, Italy. 1999. V. 42. P. 955-1230.

**Для цитирования:** Павленко О.В. Уточненные оценки сейсмических воздействий для районов Кольского полуострова и Карелии, полученные с использованием записей местных землетрясений // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2018. № 6. С. 11-18.

**For citation:** Pavlenko O.V. Updated assessment of seismic hazard for the areas of Kolsky peninsula and Karelia, based on records of local earthquakes // *Seismostoiroe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii* [Earthquake engineering. Constructions safety], 2018, no. 6, pp. 11-18. (In Russian).





**А.Г. ТЯПИН**  
доктор технических наук

АО «Атомэнергoproject», г. Москва

УДК 624.042.7

## ПРИМЕНЕНИЕ КОМБИНИРОВАННОГО АСИМПТОТИЧЕСКОГО МЕТОДА ДЛЯ РАСЧЕТА ВЫСОТНОГО ЗДАНИЯ НА СЕЙСМИЧЕСКОЕ ВОЗДЕЙСТВИЕ: ОСОБЕННОСТИ РЕАКЦИИ НИЗКОЧАСТОТНОГО СООРУЖЕНИЯ

Комбинированный асимптотический метод (КАМ), разработанный для учета динамического взаимодействия сооружений с основанием при сейсмических воздействиях (SSI), традиционно применяется при расчете тяжелых и сравнительно жестких сооружений АЭС. Однако некоторые современные гражданские сооружения по своим параметрам (прежде всего, по размерам и массам) уже приближаются к сооружениям АЭС. Возникает вопрос о степени влияния и о необходимости учета эффектов SSI в расчетах подобных сооружений. В двух прошлых статьях приведены результаты применения КАМ к расчету высотного сооружения на модельном однородном основании, а также их анализ с точки зрения вопроса о влиянии динамического взаимодействия с основанием на сейсмическую реакцию. В настоящей статье разбираются особенности рассматриваемого низкочастотного сооружения, качественно меняющие его горизонтально-качательную реакцию по сравнению с его же вертикальной сейсмической реакцией, которая в целом соответствует реакции типичных сооружений АЭС. Горизонтальные усилия под подошвой фундамента оказываются в разы меньше вертикальных усилий притом, что горизонтальные ускорения сейсмического воздействия больше вертикальных ускорений. На графиках передаточных функций к горизонтальным колебаниям фундамента первые пики, соответствующие формам с наибольшей модальной массой, оказываются почти незаметными. Податливость основания на качание оказывается важнее горизонтальной податливости. Малость первых собственных частот сооружения на защемленном фундаменте приводит к тому, что в частотном диапазоне сейсмиче-

ской реакции первые доминантные горизонтально-качательные формы работают в закритическом режиме, т.е. в противофазе с воздействием. Абсолютные ускорения по ним очень небольшие, и соответствующие модальные массы как бы вычитаются из полной массы сооружения как жесткого целого. Качание фундамента работает также в закритическом режиме и снижает деформации в нижней части сооружения.

**Ключевые слова:** сейсмическая реакция, взаимодействие сооружений с основанием, комбинированный асимптотический метод, высотное здание.

В статье [1] представлен большой объем результатов, относящихся к расчету сейсмической реакции высотного сооружения с учетом его взаимодействия с грунтовым основанием различной жесткости. В статье [2] дан общий анализ этих результатов с точки зрения влияния взаимодействия сооружения с основанием. В настоящей статье разбираются еще несколько особенностей, которые отличают сейсмическую реакцию высотного сооружения от реакции типичных сооружений АЭС, которая традиционно рассчитывается с использованием комбинированного асимптотического метода (КАМ).

Прежде всего, отметим, что реакция высотного сооружения по разным компонентам качественно различается. Так, по вертикальному поступательному направлению она вполне

соответствует привычной для расчетчиков АЭС реакции. Собственная частота первой формы (подчеркнем – первой именно в вертикальном направлении) на защемленном фундаменте составляет примерно 1,6 Гц. Это несколько меньше привычных для АЭС значений (они обычно составляют около 4-5 Гц), но не на порядки. Взаимодействие сооружения с основанием несколько снижает эту частоту (степень снижения тем больше, чем мягче грунт основания). Первая форма является доминантной с точки зрения модальной массы (см. рис.2 в [1]). На графиках передаточных функций от колебаний поверхности свободного основания к колебаниям фундамента мы видим заметный пик на этой частоте (см. рис.9 в [1]). Этот пик виден и на графиках спектров вертикальных ускорений фундамента (см. рис.13 в [1]). Наконец, отношение максимальной по модулю силы под подошвой фундамента к произведению максимального ускорения на массу сооружения составляет согласно таблицам 1 и 2 из [1] для среднего грунта  $0,7866E6$  (кН) /  $[0,2248E6$  (т)  $\times$   $2,7123$  (м/с<sup>2</sup>)] = 1,29. Это чуть меньше привычного для АЭС значения (около 1,5), но объясняется тем, что воздействие на доминантной собственной частоте еще не достигло своего спектрального пика. Повторимся, что все перечисленные особенности хорошо знакомы расчетчикам АЭС и не вызывают вопросов.

Совершенно другая ситуация складывается с горизонтально-качательными колебаниями рассмотренного высотного здания. Рассмотрим для определенности вертикальную плоскость OZX – в плоскости OZY картина качественно такая же. Первая форма (в данной плоскости) имеет собственную частоту около 0,1 Гц – это на полтора порядка меньше привычных для атомщиков значений. На графиках передаточных функций к горизонтальным колебаниям фундамента (см. рис. 7 в [1]) мы видим, что эта форма на своей частоте почти не проявляется. Правда, на графиках передаточных функций к качательным колебаниям фундамента (см. рис.8 в [1]) она все-таки дает определенный пик, хотя и не самый большой. Соответственно и на графиках спектров ускорений фундамента мы не видим пиков ни по горизонтальным, ни по качательным ускорениям. Последнее как раз понятно: на частоте около 0,1 Гц частотное содержание воздействия мало, и только резкий пик в передаточных функциях способен отразиться на спектрах. Именно поведение передаточных функций заслуживает здесь комментария.

Вторая особенность касается максимальных сил под подошвой. Как видно из таблицы 1 в [1], максимальные горизонтальные силы оказались примерно втрое меньше максимальных вертикальных сил (хотя максимальные ускорения фундамента по горизонтали примерно в 1,65 раза больше, чем по вертикали). Соответственно упомянутое выше отношение максимальной по модулю силы под подошвой фундамента к произведению максимального ускорения на массу сооружения составляет согласно таблицам 1 и 2 из [1] в направлении оси OX для среднего грунта  $0,20713E6$  (кН) /  $[0,2248E6$  (т)  $\times$   $4,4672$  (м/с<sup>2</sup>)] = 0,206. Это существенно меньше привычных для АЭС значений.

Разберем две указанные особенности по очереди. Первая особенность проявляется в передаточных функциях, поэтому частотный состав воздействия следует исключить из объяснения. Представляется, что для понимания происходящего удобно рассмотреть платформенную модель системы «соору-

жение-основание», в которой модель сооружения с жестким фундаментом поставлена на грунтовые пружины [3]. В низкочастотном диапазоне жесткости грунтовых пружин можно считать не зависящими от частоты (и определить их, например, по табличным формулам из атомных Стандартов [4], как это сделано для рассмотренного здания в [2]). В сейсмическом расчете сооружения с фундаментом поверхностного заложения, выполняемом с применением платформенной модели, на платформу под грунтовыми пружинами подается воздействие, взятое со свободной поверхности основания [3]. Это значит, что передаточные функции от колебаний основания к колебаниям фундамента, которые мы рассматриваем, есть просто комплексные амплитуды колебаний фундамента в платформенной модели при единичных гармонических колебаниях платформы по горизонтали. Пусть частота колебаний платформы совпала с первой собственной частотой системы (не сооружения на защемленном основании, а именно системы, учитывающей жесткость грунтовых пружин). Появится ли резонанс по соответствующей форме? Конечно, да! Но теперь вспомним комментарий из [2]: в нашем случае в первой горизонтально-качательной форме сооружения на грунтовых пружинах проявляется именно качание фундамента, а не его горизонтальное смещение. Поэтому на первой частоте (около 0,1 Гц) передаточные функции к горизонтальным колебаниям фундамента  $X(X)$  на рис.8 в [1] оказались близкими к единице, а на рис.9 [1] в передаточных функциях  $Y(X)$  все-таки появился качательный пик. Для расчетчиков АЭС такая ситуация непривычна, но и геометрия высотного здания непривычна. Если для рассматриваемого здания отношение высоты центра тяжести к ширине фундамента составило около 3,5, то для типичных сооружений АЭС оно не превышает 0,5. Таким образом, привычное соотношение качательной и горизонтальной жесткостей грунтовых пружин при непривычном соотношении массы и момента инерции на качание привело к тому, что качание стало доминировать в низших горизонтально-качательных формах колебания сооружения на грунтовых пружинах.

Можно описать ситуацию и по-другому. Мы знаем, что инерционные характеристики (массы, моменты инерции) перед сопоставлением с жесткостями умножаются на квадрат частоты. Чтобы в рассматриваемой форме проявилось перемещение фундамента по какой-то степени свободы, произведение квадрата частоты и соответствующей инерционной характеристики должно быть сопоставимо с жесткостью грунтовой пружины по рассматриваемой степени свободы. Так оно и было бы в горизонтальном направлении, если бы частота была «привычной» – в районе 2 Гц. Но в нашем случае за счет большого качания, вызванного большой качательной инерцией высотного здания, частота первой формы оказалась на порядок ниже. Как следствие, по горизонтали произведение массы на квадрат такой малой частоты далеко «не дотягивает» до горизонтальной жесткости пружины – поэтому и нет заметного горизонтального перемещения фундамента в первой форме.

Итак, можно сделать следующий вывод. Не совсем обычное поведение передаточных функций от колебаний свободного основания к колебаниям фундамента на первой горизонтально-качательной частоте (отсутствие резких пиков в передаточных функциях  $X(X)$ ) не означает отсутствия резонан-

са на этой частоте при гармоническом воздействии. Резонанс есть, но он проявляется в горизонтальных перемещениях на других, более высоких отметках сооружения. А жесткость горизонтальных грунтовых пружин в сочетании с инерцией в рассмотренном случае на очень низкой первой собственной частоте оказалась настолько велика, что фундамент по горизонтали работает почти в условиях «защемления». К качательным колебаниям это относится в меньшей степени. В традиционных для атомщиков задачах о поведении жестких тяжелых сооружений на средних и слабых грунтах ситуация обратная: на первых горизонтально-качательных формах жесткий фундамент смещается, в основном, по горизонтали, а роль качания не очень велика. Соответственно в передаточных функциях к горизонтальным колебаниям фундамента мы обычно видим резкий пик на первой горизонтально-качательной частоте. Здесь же такой пик мы видим только по вертикали.

Впрочем, здесь надо вспомнить комментарий из [1]: рассмотренная модель штампа на поверхности полупространства применительно к высотному сооружению весьма условна: в реальности будут использоваться сваи, а также заглубление фундамента. По сравнению с вариантом штампа на поверхности основания и горизонтальная, и качательная жесткости заглубленного фундамента на сваях возрастут. Появится и еще один эффект: колебания невесомого фундамента без сооружения больше не будут совпадать с колебаниями свободной поверхности основания, как это было для поверхностного штампа. Так что напрямую применять полученные результаты к реальным сооружениям пока преждевременно.

Теперь обсудим максимальные усилия под подошвой фундамента. В частотном диапазоне усилия  $F(\omega)$  выражаются через произведение вектора ускорений  $A(\omega)$  на матрицу масс, только эта матрица не традиционная матрица  $M_0$ , а динамическая матрица  $M(\omega)$ :

$$F(\omega) = M(\omega) A(\omega) \quad (1)$$

Матрица динамической инерции  $M(\omega)$  является суммой матрицы традиционной «жесткой» инерции и вклада податливости верхнего строения. Этот вклад набирается по формам собственных колебаний сооружения на защемленном фундаменте.

$$M(\omega) = M_0 + \sum_{j=1}^n \frac{\omega^2}{\Omega_j^2 - \omega^2 + 2i\omega\Omega_j\gamma_j} S_j^T S_j \quad (2)$$

Здесь  $\Omega_j$  – собственная частота номер  $j$ ;  $\gamma_j$  – модальное демпфирование для этой формы;  $S_j$  – строка из шести коэффициентов участия для этой формы (после нормировки форм по массе);  $n$  – общее число учитываемых в расчете форм;  $i$  – мнимая единица. Присмотримся к безразмерному коэффициенту под знаком суммы. Когда текущая частота  $\omega$  становится много больше собственной частоты  $\Omega_j$ , этот коэффициент стремится к минус единице. Это означает что матрица  $S_j^T S_j$ , характеризующая модальную инерцию по форме  $j$ , вычитается из матрицы  $M_0$ . Физически это соответствует тому, что относительные колебания по данной форме происходят в противофазе с «жесткими» колебаниями вместе с фундаментом, т. е. относительные перемещения, скорости и ускорения вычитаются из «жестких».

С другой стороны, матрица традиционной «жесткой» инерции сама может быть разложена в сумму матрицы «жест-

кой» инерции фундаментальной плиты  $M_b$  и сумму модальных матриц инерции:

$$M_0 = M_b + \sum_{j=1}^N S_j^T S_j \quad (3)$$

Отсюда (в предположении о том, что полное число форм  $N$  совпадает с числом учитываемых форм  $n$ ) после постановки (3) в (2) чисто алгебраически получаем

$$M(\omega) = M_b + \sum_{j=1}^N \frac{\Omega_j^2 + 2i\Omega_j\omega\gamma_j}{\Omega_j^2 - \omega^2 + 2i\omega\Omega_j\gamma_j} S_j^T S_j \quad (4)$$

Снова присмотримся к безразмерному коэффициенту перед матрицей модальной инерции. Теперь мы видим, что при стремлении текущей частоты  $\omega$  к бесконечности этот коэффициент стремится к нулю. При нулевой текущей частоте  $\omega$  (т.е. в статике) этот коэффициент равен единице.

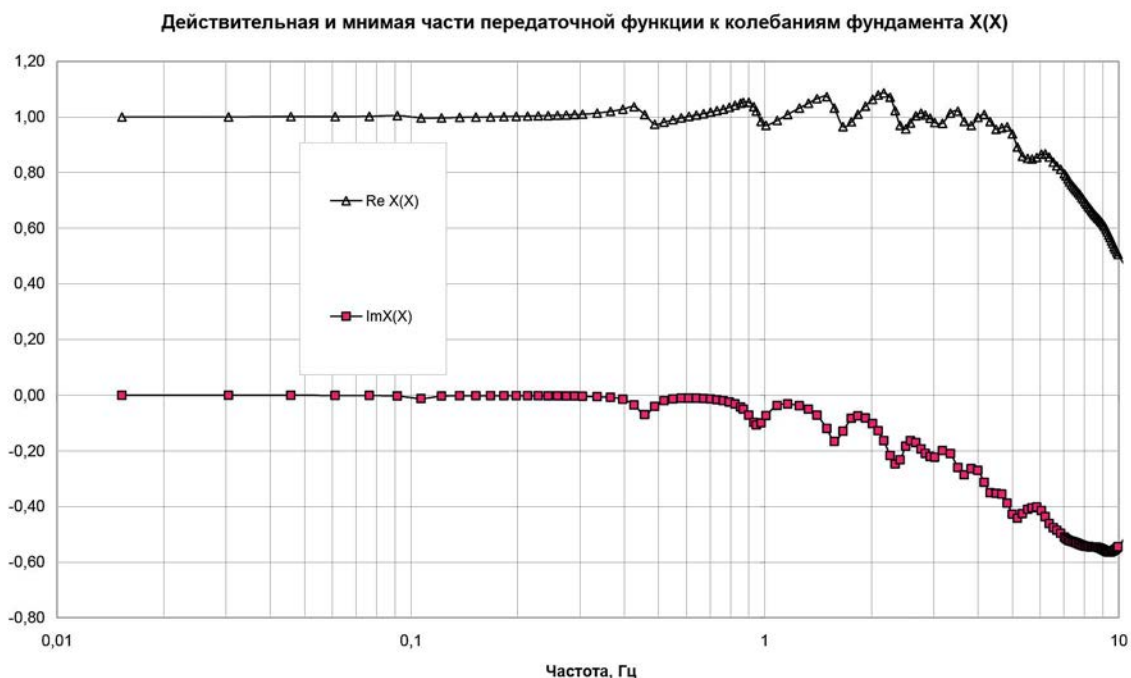
Итак, перед нами открывается следующая картина. Инерция жесткой фундаментальной плиты  $M_b$  вносит свой вклад в усилия под подошвой независимо от частоты (кстати, в усилия на первом этаже она никакого вклада уже не вносит). Вся остальная инерция сооружения может быть разложена в сумму вкладов различных форм колебаний на защемленном фундаменте. Каждый такой вклад для формы номер  $j$  меняется с частотой следующим образом. В статике (при нулевой частоте) этот вклад представлен матрицей «жесткой» модальной инерции  $S_j^T S_j$ , затем по мере роста частоты он меняется пропорционально дроби в правой части (4). Модуль этой комплексной дроби сначала при росте текущей частоты  $\omega$  от нуля до собственной частоты  $\Omega_j$  растет от единицы до примерно  $(1+4\gamma_j^2)^{1/2}/(2\gamma_j)$ , затем резко падает. Указанный максимум в нашем случае (при демпфировании 7%) равен примерно 7,21 – этот максимум не зависит от номера формы и достигается примерно на собственной частоте. Для иллюстрации последующего резкого падения приведем пример: на текущей частоте 2 Гц для нашей первой формы с собственной частотой 0,11 Гц этот коэффициент равен

$$\frac{\Omega_j^2 + 2i\Omega_j\omega\gamma_j}{\Omega_j^2 - \omega^2 + 2i\Omega_j\omega\gamma_j} = \frac{0,0121 + 0,0308i}{-3,9879 + 0,0308i} \quad (5)$$

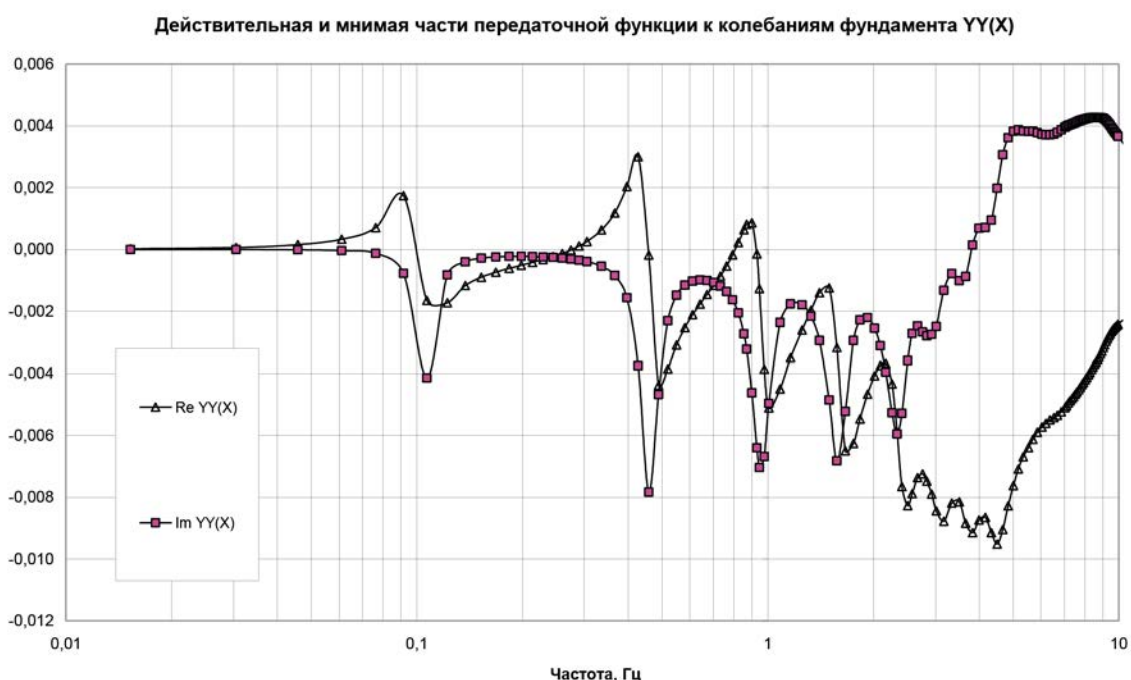
Модуль этого коэффициента составляет порядка 0,008. Теперь вернемся к формуле (1). Каждый из двух сомножителей имеет свои пики по частоте. Но для малых частот ускорения  $A(\omega)$  очень малы. На тех же частотах, на которых ускорения достигают максимума (а это как раз около 2 Гц, судя по рис.11 и 12 из [1]), низшие формы в  $M(\omega)$  уже «отыграли», и их вклад в динамическую инерцию стал совсем мал, хотя в статике он был доминирующим.

Отметим, что приведенные выше рассуждения об усилиях под фундаментом не связаны с взаимодействием сооружения с основанием – они относятся и к варианту расчета с защемленным фундаментом [1]. В этом варианте матрица динамической инерции точно такая же, как для податливого основания, но ускорения фундамента другие: в частности, угловые ускорения защемленного фундамента равны нулю.

Еще один важный для понимания вопрос – роль качания фундамента. Построим графики передаточных функций от колебаний свободной поверхности основания к горизонтальным и качательным колебаниям фундамента. В отличие



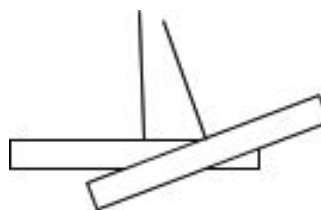
**Рисунок 1** — Действительная и мнимая часть передаточной функции от колебаний свободной поверхности основания к горизонтальным колебаниям фундамента вдоль оси OX



**Рисунок 2** — Действительная и мнимая часть передаточной функции от колебаний свободной поверхности основания к качательным колебаниям фундамента вокруг оси OY

от [1], построим отдельно графики действительной и мнимой частей передаточных функций, чтобы оценить относительную фазировку горизонтальной и качательной компоненты. Результаты показаны на рис.1 и 2.

В частотном диапазоне около 2 Гц, где происходят основные сейсмические колебания, передаточная функция  $X(X)$  почти действительная, и ее действительная часть положительна. В том же частотном диапазоне передаточная функция  $YY(X)$  существенно комплексная, и действительная ее часть



**Рисунок 3** — Схематичное изображение формы вынужденных колебаний на доминантных частотах сейсмического воздействия для фундаментной части сооружения

**Таблица 1** — Сравнение максимальных по модулю усилий под подошвой, вызванных сейсмическим воздействием

Вариант	X	Y	Z	XX	YY	ZZ
Средний с качанием	0,20713E6	0,24391E6	0,78674E6	0,10259E8	0,10500E8	0,68797E5
Средний без качания	0,27911E6	0,26218E6	0,78691E6	0,11908E8	0,12399E8	0,73972E5
Защемленный	0,27400E6	0,26882E6	0,84750E6	0,11914E8	0,12147E8	0,72057E5

при этом отрицательная. Это означает, что с учетом правила знаков форма вынужденных колебаний фундаментной части будет такой, как схематично показано на рис.3.

Вспомним, что в традиционной консольной модели интегральная горизонтальная сила под фундаментом в каждый момент времени «набирается» из произведений масс в узлах модели на их горизонтальные ускорения. Можно выдвинуть гипотезу, почему значительная часть массы сооружения не участвует в этом суммировании: верхняя часть сооружения как бы «стоит на месте» при горизонтально-качательных колебаниях фундамента. Это напоминает работу системы сейсмоизоляции или схему с податливым нижним этажом: фундамент в нашем случае похож на нижнюю плиту системы сейсмоизоляции; он движется интенсивно, но это движение не в состоянии раскачать верхнюю часть сооружения из-за ее большой массы и податливости нижней части. Впрочем, пока это гипотеза автора; она нуждается в проверке путем определения ускорений верхних отметок сооружения. Теоретически возможен вариант, когда верхняя часть сооружения не стоит на месте, а движется в противоположную фундаменту сторону. Другой потенциально возможный вариант – возникновение стоячих волн по высоте сооружения.

Однако есть и важное отличие от системы сейсмоизоляции: это роль качательной податливости основания. В сейсмоизолированном сооружении верхняя часть почти не совершает горизонтальных колебаний, поэтому даже поднятый над подошвой центр тяжести не приводит к появлению качательных моментов под подошвой. Как следствие, качательная податливость основания роли не играет. Так ли это в рассматриваемом случае? Проверить это в КАМ совсем несложно: достаточно искусственно увеличить качательные импедансы (скажем, в  $10^6$  раз), не трогая нагрузки и массы. Тем самым качательная реакция фундамента будет практически исключена. Приведем в таблице 1 результаты расчета максимальных усилий под подошвой, оставив две строки из Таблицы 1 [1], в которых описываются расчет на защемленном фундаменте и расчет на среднем грунте с качанием. К этим строкам добавим расчет на среднем грунте без качания.

Мы видим, что горизонтальные силы и все моменты для

варианта среднего грунта без качания практически совпали с силами на защемленном фундаменте (в вертикальном направлении сила почти совпадает с силой на среднем грунте, что естественно, т.к. вертикальное направление отделено от всех остальных, и качательные жесткости на результат не влияют). Это означает, что все снижение сил и моментов на податливом основании по сравнению с защемленным фундаментом, отмеченное еще в [1], происходит за счет именно качательной податливости основания, а не за счет горизонтальной его податливости. Это соответствует результатам [2], полученным для жесткого сооружения: именно качание там определило низшие собственные частоты.

Перейдем к выводам.

1. Отмечено, что отсутствие резких пиков в передаточных функциях к горизонтальным колебаниям фундамента на первой доминантной частоте не означает отсутствия резонанса: просто в соответствующей форме на отметке фундамента горизонтальные перемещения малы (качательные перемещения больше).
2. Показано, что сравнительно небольшие силы под фундаментной плитой по горизонтали (в отличие от вертикали) объясняются тем, что на несущих частотах сейсмического воздействия значительная часть горизонтально-качательных форм работает в «закритической» области, из-за чего их модальные массы практически не участвуют в определении сил на фундаменте.
3. Подчеркнута определяющая роль качательной податливости основания (а не горизонтальной) в определении того снижения сил и моментов в нижней части сооружения по сравнению с расчетом на защемленном фундаменте, которое вызвано учетом взаимодействия сооружения с основанием [1]. Впрочем, этот тезис нуждается в проверке применительно к более реальным моделям фундамента, учитывающим заглубление и наличие свай.
4. Выдвинута гипотеза (нуждающаяся в дополнительной проверке) о том, что ускорения в верхней части очень податливого по горизонтали высотного сооружения значительно ниже ускорений в нижней части. Она тоже нуждается в дополнительной проверке.

## Литература

1. Тяпин А.Г., Топорков А.С., Михайлов В.С. Применение комбинированного асимптотического метода для расчета высотного здания на сейсмическое воздействие: результаты // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2018. № 4. С. 32-43
2. Тяпин А.Г. Применение комбинированного

асимптотического метода для расчета высотного здания на сейсмическое воздействие: роль взаимодействия с основанием // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2018. № 5. С. 24-28

3. Тяпин А.Г. Учет взаимодействия сооружений с основанием при расчетах на сейсмические воздействия. Руководство по расче-

там. М.: Издательство АСВ. 2014. 136 с.

4. *Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and Commentary*. ASCE/SEI 4-16. Reston, Virginia, USA. 2017.

Материалы хранятся по адресу: 105005, г. Москва, Бакунинская ул., 7, стр. (АО «Атомэнергoproject») тел.: (499)267-35-03, e-mail: atyapin@bvcsp

ТЯПИН А., D. Sc., JSC "Atomenergoproject", Moscow

## COMBINED ASYMPTOTIC METHOD IN SEISMIC ANALYSIS OF HIGH-RISE BUILDING: SPECIFICS OF LOW-FREQUENCY STRUCTURE

### Abstract

Combined Asymptotic Method (CAM) has been developed and used for SSI analysis of stiff and heavy NPP structures. However, some of civil structures nowadays are comparable with NPP structures in terms of size and mass. The question is whether SSI is significant for such structures and whether it should be accounted for in the design process. In the previous two papers CAM was applied to the seismic analysis of the high-rise structure resting on a sample homogeneous half-space modeling soil. The overall impact of SSI or, in other words, the applicability of the fixed-base seismic analysis was studied. In the present paper two specific features are investigated which make horizontal/rocking seismic response of the high-rise building completely different from the vertical response of the same building and from the total response of the

conventional NPP buildings. Maximal integral horizontal forces under the base are several times less than vertical force though maximal horizontal base accelerations are greater than vertical one. Transfer functions to the horizontal base response show little peaks at the lowest natural frequencies corresponding to the dominant modal masses. Rocking stiffness of the soil proves to be more important than the horizontal one. Due to the low first natural frequencies, the response along the first modes is overcritical and out of phase – as a result, the corresponding modal mass is subtracted from the total "rigid" mass. Base rocking is also out of phase and leads to the decrease in deformations in the lower part of structure.

**Keywords:** seismic response, soil-structure interaction, combined asymptotic method, high-rise building.

### References

1. Tyapin A.G., Toporkov A.S., Mikhailov V.S. Application of the Combined Asymptotic Method to seismic analysis of high-rise building; results // Earthquake engineering. Constructions safety. 2018. №4. P.32-43

2. Tyapin A.G. Application of the Combined Asymptotic Method to seismic analysis of high-rise building: role of SSI // Earthquake engineering. Constructions safety. 2018. № 5. P. 24-28

3. Tyapin A.G. Seismic analysis of structures

considering soil-structure interaction. Manual for analysis. Moscow: ASV, 2014. 136 p.

4. Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and Commentary. ASCE/SEI 4-16. Reston, Virginia, USA. 2017.

**Для цитирования:** Тяпин А.Г. Применение комбинированного асимптотического метода для расчета высотного здания на сейсмическое воздействие: особенности реакции низкочастотного сооружения // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2018. № 6. С. 19-24.

**For citation:** Tyapin A.G. Combined asymptotic method in seismic analysis of high-rise building: specifics of low-frequency structure // *Seismostoykoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii* [Earthquake engineering. Constructions safety], 2018, no. 6, pp. 19-24. (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](http://prohitech2020.org)

Contact the Conference Secretariat:  
[info@prohitech2020.org](mailto:info@prohitech2020.org)



**В.А. ЛАПИН**

кандидат технических наук, директор Центра научных исследований строительной отрасли,  
член-корреспондент НИИ РК и МИА

**С.Е. ЕРЖАНОВ**

кандидат технических наук, советник генерального директора по науке, член-корреспондент НИИ РК и МИА

**В.П. ДАУГАВЕТ**

заведующий сектором ИСС

---

АО «КазНИИСА», г. Алматы

---

УДК 550.30:699.841

## ОСОБЕННОСТИ КОЛЕБАНИЯ ОСНОВАНИЯ ЗДАНИЙ ПРИ МЕСТНЫХ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯХ

Станциями инженерно-сейсмометрической службы АО «КазНИИСА» в 2018 году зарегистрировано свыше 15 местных землетрясений с очагами в г. Алматы и Алматинской области. Из полученных инструментальных записей отобраны акселерограммы, записанные на жестком и гибких зданиях при 3-х ощутимых землетрясениях. Это акселерограммы, записанные в подвальных частях на четырехэтажном каркасном здании и 11-этажном здании со стальным каркасом. В одном случае используются инструментальные записи, зарегистрированные в подвале 17-этажного здания. Гибкие здания расположены вблизи тектонических разломов. Построены спектральные кривые, характеризующие частотный состав сейсмического воздействия. Установлено, что частотные характеристики основания, сложенные грунтами 2-ой категории по сейсмическим свойствам, высокочастотные с преобладающими периодами 0,06-0,23 сек. Резонансные явления для гибких зданий при воздействии местных землетрясений не наблюдаются. Инструментальные записи включены в базу данных акселерограмм АО «КазНИИСА».

**Ключевые слова:** акселерограмма, станция, спектры, грунты.

**В**ся территория Алматинской области подвержена землетрясениям, которые могут представлять опасность для зданий и сооружений на территории Алматы [1-6]. С начала

2018 года произошло несколько землетрясений как с очагами на территории города, так и вокруг него [6,7].

Сеть станций инженерно-сейсмометрической службы решает две важные задачи. Во-первых, выполняется инструментальный мониторинг состояния зданий. Во-вторых, осуществляется мониторинг сейсмоопасных территорий.

Одной из интересных задач является оценка параметров колебания грунтов основания зданий и сооружений или фундаментных и подвальных конструкций. На территории г. Алматы находятся многочисленные тектонические разломы, влияние которых на параметры колебаний грунта основания или фундаментных конструкций является малоизученным.

Накопилась определенная инструментальная информация, анализ которой позволяет ответить на некоторые вопросы.

В таблице 1 приведены сейсмические события в г. Алматы и Алматинской области, произошедшие в 2018 году ( $\Delta$  – эпицентральный расстояние,  $m_b$  – магнитуда,  $h$  – глубина очага землетрясения). Первым указано землетрясение 30.12.17 г. Новогодние землетрясения стали уже традиционными. Следует отметить, что землетрясения, в основном, мелкофокусные.

Выделим некоторые землетрясения (№4, 8, 16 из таблицы 1).

Более подробно надо остановиться на землетрясении 02 февраля 2018 года. Координаты эпицентра: 43,15 градуса северной широты, 76,88 градусов восточной долготы. Магнитуда

**Таблица 1** — Сейсмические события в Алматинской области

№	Дата	Время Астаны	Δ, км	m <sub>b</sub>	h, km	Направление	Приложение
1	30.12.17	21ч 55 мин	19	3,3		К югу	Алматинская область
2	10.01.18	09 ч 22 мин	33	3,9			Алматинская область
3	29.01.18	20 ч 36 мин	62	3,8		К юго-востоку	Алматинская область
4	02.02.18	15 ч 20 мин	0	3,6			Алматы
5	15.02.18	23 ч 38 мин	0	3,0	1		Алматы
6	28.02.18	08 ч 59 мин	111	3,6		К юго-востоку	Алматинская область
7	05.03.18	19 ч 23 мин	240	3,4		К востоку	Алматинская область
8	26.03.18	18 ч 53 мин	63	5,0	7	К северо-востоку от г. Алматы	Алматинская область
9	06.05.18	13 ч 06 мин	123	4,5	3	К северо-востоку от г. Талдыкорган	Алматинская область
10	04.06.18	08 ч 17 мин	186	3,8		К востоку	Алматинская область
11	26.07.18	23 ч 28 мин	113	4,3		На северо-восток	Алматинская область
12	26.07.18	23 ч 32 мин	118	4,6		На северо-восток	Алматинская область
13	27.07.18	22 ч 03 мин	151	3,0		На северо-восток	Алматинская область
14	04.08.18	08 ч 08 мин	53	3,4	6,1	К юго-востоку	Алматинская область
15	09.08.18	14 ч 44 мин	88	3,6		К юго-востоку от г. Талдыкорган	Алматинская область
16	31.08.18	18 ч 21 мин	50	4,8	4,5	К юго-востоку	Алматинская область
17	16.10.18	11ч 48 мин	98	3,8		К востоку	Алматинская область

m<sub>b</sub>=3,6. Энергетический класс K=7,5. Землетрясение ощущалось в г. Алматы с интенсивностью 3-4 балла. Очаг землетрясения находился в Наурызбайском районе города (рис.1).

В целом, даже визуально характер сейсмического воздействия носит характер импульсного воздействия. Поэтому, хотя величины ускорения значительны в уровне подвала, макросейсмический эффект не превышает интенсивность 3-4-х баллов [4,6].

Согласно оперативным данным Центра данных РГП Института геофизических исследований Министерства энергетики, 26 марта 2018 года в 18 часов 53 минуты по времени Астаны (26 марта в 12 часов 53 минут по Гринвичу) в 31 км к юго-востоку от г. Капшагай, в 63 км к северо-востоку от г. Алматы произошло землетрясение. Координаты эпицентра: 43.70 градуса северной широты, 77.36° восточной долготы. Магнитуда m<sub>trv</sub>=5. Энергетический класс K=11.4. Глубина h=7 км. Землетрясение ощущалось в городе Алматы с интенсивностью 3 балла и гораздо сильнее в г. Капшагай. На рис.1 приведено расположение очага землетрясения.

Согласно информации Центра данных РГП ИГИ, 31 августа 2018 года в 18 часов 21 минуту по времени Астаны (в 12 часов 21 минуту по Гринвичу) в Алматинской области в 50 км к юго-востоку от г. Алматы произошло землетрясение. Координаты эпицентра: 43,10° северной широты, 77,42° восточной долготы. Магнитуда m<sub>b</sub>=4,8. Энергетический класс K=11,7. Глубина h=4,5 км. Землетрясение ощущалось в г. Алматы с интенсивностью 4 балла; Талгар, Котыр-Булак – 3-4; Кастек – 2-3; Каратобе, Саты – 2 балла.

Инструментальные данные были получены станциями инженерно-сейсмометрической службы АО «КазНИИСА». Представляет интерес сопоставление инструментальных записей на жестком и гибком зданиях, полученных в подвальных частях зданий. Такое сопоставление уже выполнялось в [7] при землетрясении 26 марта 2018 года.

**Жесткое здание.**

Сейсмостанция №1 расположена в южной части города на пересечении улиц Гагарина и Джандосова. Смонтирована в



**Таблица 2** — Максимальные величины ускорений и параметров акселерограмм при землетрясении 02.02.2018 г., станция №1

Компонента	Ускорение, см/с <sup>2</sup>	Эффективная длительность, с	Спектральный коэффициент	Период максимума спектра, с
98-1-xpod, подвал OX	17,44	0,15	2,81	0,06
98-1-yrod, подвал OY	9,09	1,45	2,43	0,11
98-1-zpod, подвал OZ	20,44	0,09	1,75	0,05

**Таблица 3** — Максимальные величины ускорений и параметров акселерограмм при землетрясении 26.03.2018 г., станция №1

Компонента	Ускорение, см/с <sup>2</sup>	Эффективная длительность, с	Спектральный коэффициент	Период максимума спектра, с
26.03.18-1-0-u6, подвал OX	7,21	6,29	3,22	0,16
26.03.18-1-0-u7, подвал OY	9,62	5,17	2,83	0,21
26.03.18-1-0-u8, подвал OZ	3,29	13,97	3,81	0,21

**Таблица 4** — Максимальные величины ускорений и параметров акселерограмм при землетрясении 31.08.2018 г., станция №1

Компонента	Ускорение, см/с <sup>2</sup>	Эффективная длительность, с	Спектральный коэффициент	Период максимума спектра, с
31.08.18-2-1-u6, подвал OX	1,80	1,54	3,13	0,10
31.08.18-2-1-u7, подвал OY	2,20	1,33	3,52	0,11
31.08.18-2-1-u8, подвал OZ	0,74	4,41	3,95	0,14

4-х этажном каркасном здании Г-образной конфигурации. Каркас железобетонный. Грунтовые условия – валуногалечник. Станция установлена в 1968 году. Это исторически первая станция инженерно-сейсмометрической службы в г. Алматы. Приборы расположены в подвале на фундаменте и на кровле здания. Модернизирована в 2008 году. В настоящее время на сейсмостанции установлены как аналоговые датчики ОСП и ВБП, так и цифровая приборно-измерительная система РСМ-8.

В [1-3] приведены результаты регистрации сейсмостанцией №1 «Институт» землетрясений различной интенсивности. В известной степени, результаты измерений цифровыми приборно-измерительными системами этой станции различных сейсмических явлений являются эталонными.

В таблице 2-4 приведены результаты измерений и расчетов (шаг дискретизации акселерограмм 0,0064 сек). Расчеты выполнялись с помощью системы компьютерной математики PTC Mathcad Prime 3.1. Использовались различные стандартные интеграторы.

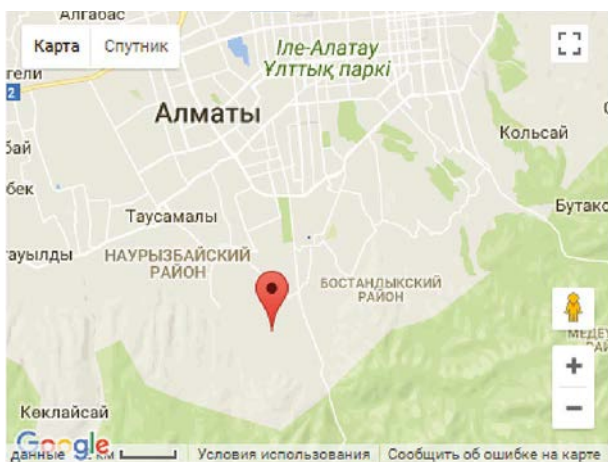
Действующая шкала MSK-64(K) составлена для землетрясений интенсивностью 5-10 баллов. Указанная шкала содержит ускорения от 16 см/с<sup>2</sup> до более 900 см/с<sup>2</sup>. По амплитудам ускорений указанные землетрясения – от 3 до 5 баллов.

Спектральные характеристики инструментальных записей в уровне подвала характеризуют частотный состав сейсмического воздействия в уровне основания здания. Это периоды преобладающих колебаний в горизонтальной плоскости 0,06-0,21 с.

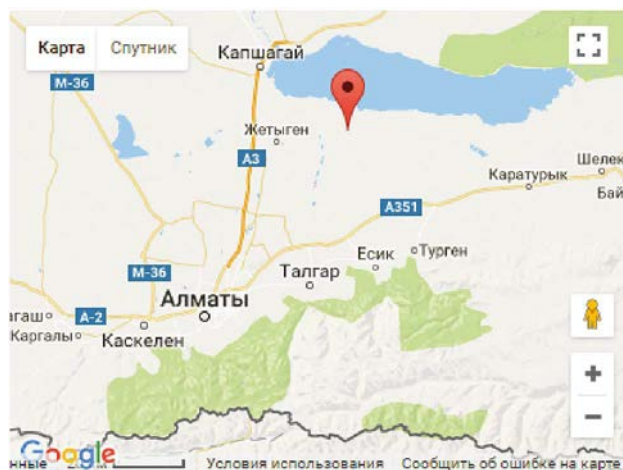
В вертикальной плоскости периоды максимума спектра 0,05-0,21 с.

#### **Гибкие здания.**

Станция № 11 «Проспект Абая» расположена на 11-этажном административном здании, выполненном в металлическом каркасе. Стоит отметить, что указанная станция одна из самых первых в г. Алматы – она начала функционировать в 1970 году. В 2010 году прошла первая модернизация станции – установлена цифровая приборно-измерительная система.



02.02.2018 г.



26.03.2018 г.

**Рисунок 1** — Расположение очага землетрясения на территории г. Алматы и в Алматинской области

Вторая модернизация была проведена в 2016 году – акселерометры ADXL заменены на AT 1105.

Грунты – валуногалечники.

Здание имеет в плане размеры 15x36 м, высота – 43,6 м.

С конструктивной точки зрения здание каркасно-панельное. Наружные стеновые панели из алюминия с заполнением стеклом и стемолитом.

Каркас состоит из продольных и поперечных замкнутых рам с поперечным и продольным шагом колонн 6 м. Высота подвальной части – 3,4 м, первого этажа – 4,2 м и всех последующих – 3,6 м.

Фундаменты ленточные бетонные. Стены подвала из монолитного бетона. Колонны каркаса с помощью металлических башмаков анкерятся на стенах подвала.

Перекрытия над первым и подвальными этажами выполнены монолитными железобетонными; над остальными этажами перекрытия выполнены из сборных железобетонных ребристых плит размером 3x6 м.

Перегородки выполнены из сборных керамзитобетонных панелей, а также из сборных гипсобетонных и шлакобетонных плит.

Наверху здания имеется технический этаж (12-й этаж), где и расположена часть контрольно-измерительной аппаратуры – верхняя точка регистрации (отметка 40,2 м). Нижняя точка регистрации расположена в подвале. Приборы располагаются на отметке – 4,4 м (сам подвал – на отметке -3,4 м).

Ранее на этом здании были получены инструментальные записи (акселерограммы) при землетрясении 9 августа 2017 года в Китае (Синьцзян-Уйгурский автономный район) [5].

В таблицах 5, 6 приведены результаты обработки инструментальных записей при землетрясениях 26.03.2018 г., 31.08.2018 г. При землетрясении 02.02.2018 г. в силу технических причин инструментальные записи получены не были. Поэтому добавлена таблица 7 с данными по обработке инструментальных записей по станции №17 «Новая площадь» землетрясения 02.02.2018 г., установленной на 16-этажном здании с ядром жесткости [4, 8].

Здесь ускорение в уровне подвала в горизонтальной плоскости составило 2,33-26,41 см/с<sup>2</sup>. Поэтому интенсив-

ность землетрясения 31.08.2018 г. не выше 3-х баллов в районе сейсмостанции № 11 «Проспект Абая» и № 17 «Новая площадь».

Эффективные длительности акселерограмм меняются здесь в широких пределах.

Периоды максимума спектра в уровне подвала в горизонтальной плоскости равны 0,10-0,23 с.

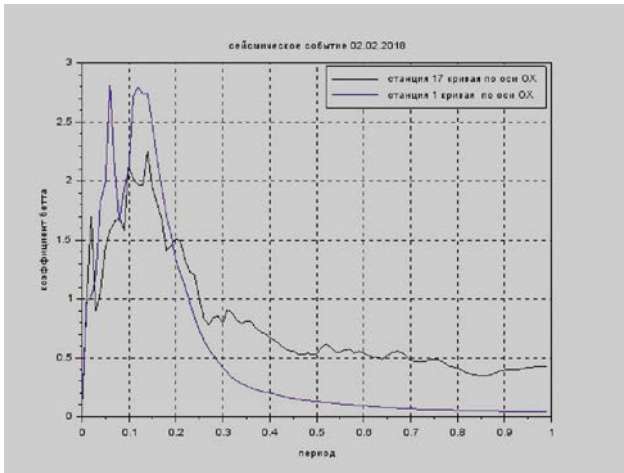
На рисунках 2-4 сгруппированы по осям спектральные кривые в уровне подвала каждого здания. Одна кривая относится к жесткому зданию по соответствующей оси, другая – к гибкому. Подчеркнем, грунтовые условия одинаковые – валуногалечник. Спектральные кривые для жесткого и гибких зданий, характеризующие динамический эффект сейсмического воздействия, для землетрясений 02.02.2018 г. и 26.03.2018 г. по форме совпадают. Для землетрясения 31.08.2018 г. отличия формы спектральных кривых жесткого и гибкого здания достаточно велики.

Интересно отметить, что около жесткого здания тектонический разлом не наблюдался. Гибкие здания удалены от тектонических разломов с двух сторон примерно на 500-800 м.

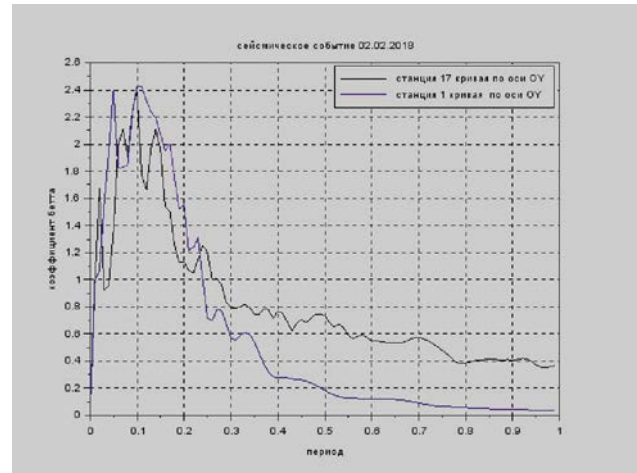
Следует отметить, что резонансные явления для гибких зданий при воздействии местных землетрясений не наблюдаются. Такие явления наблюдались при воздействии удаленных землетрясений с очагами в Синьцзян-Уйгурском автономном районе Китайской Республики [5].

При землетрясении 31.08.2018 г. спектральные кривые весьма отличаются. По оси OY максимумы спектра практически совпали (рисунок 3), но формы спектров отличаются сильно. Можно сделать вывод, что при данном сейсмическом событии влияние тектонических разломов и есть причина этих отличий.

Следует отметить, что 3 здания с сейсмостанциями № 1, № 11 и № 17 образуют удобную для изучения спектрального состава воздействия выборку, позволяющую изучать даже влияние наличия тектонических разломов на реакции зданий. Это в определенном смысле 3 классических маятника с достаточно сильно отличающимися периодами колебания по основному тону, имеющие одинаковые грунтовые условия, различающиеся своим расположением относительно тектонических разломов города Алматы.

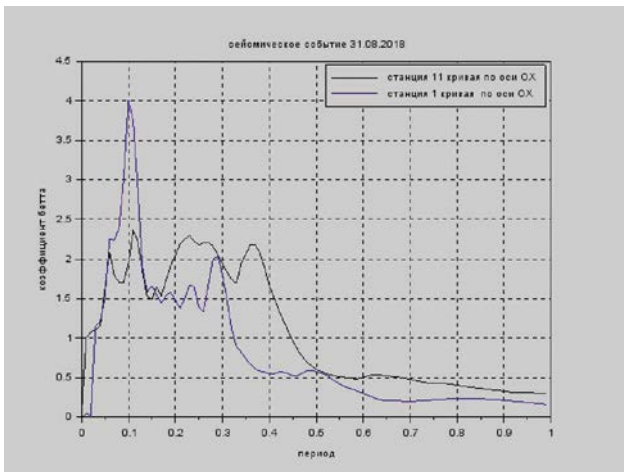


по оси OX

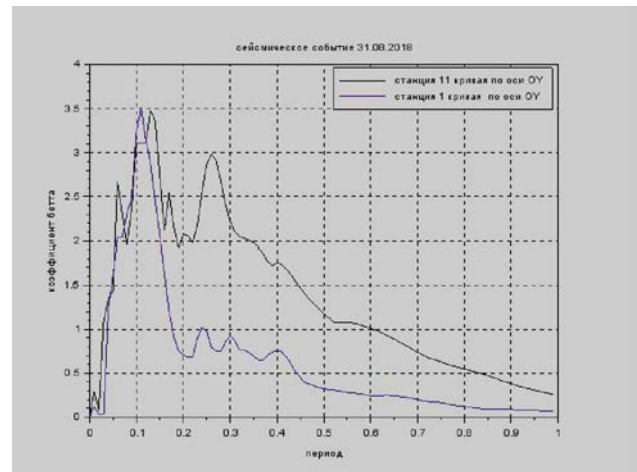


по оси OY

Рисунок 2 — Спектральные кривые (подвал), при землетрясении 02.02.2018 г.

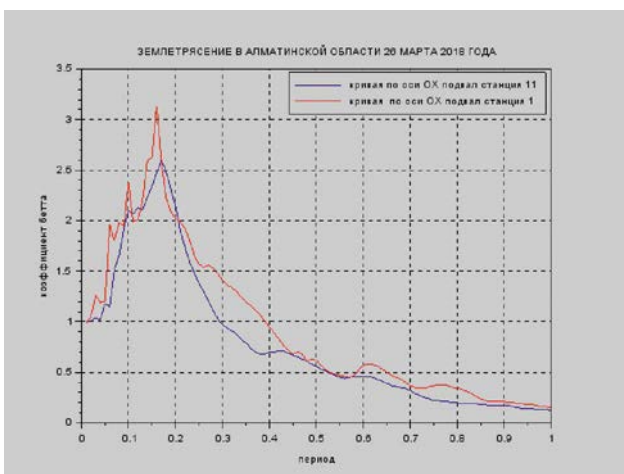


по оси OX

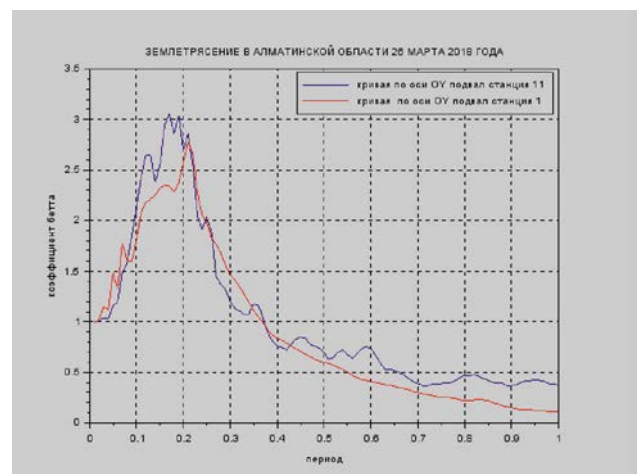


по оси OY

Рисунок 3 — Спектральные кривые (подвал), при землетрясении 31.08.2018 г.



по оси OX



по оси OY

Рисунок 4 — Спектральные кривые (подвал) при землетрясении 26.03.2018 г.

**Таблица 5** — Максимальные величины ускорений и параметров акселерограмм при землетрясении 26.03.2018 г., станция № 11

Компонента	Ускорение, см/с <sup>2</sup>	Эффективная длительность, с	Спектральный коэффициент	Период максимума спектра, с
26.03.18-11-frag-u6, подвал ОХ	5,44	0,12	2,66	0,23
26.03.18-11-frag-u7, подвал ОУ	3,08	5,09	3,11	0,13
26.03.18-11-frag-u8, подвал ОZ	0,15	18,73	4,39	0,25

**Таблица 6** — Максимальные величины ускорений и параметров акселерограмм при землетрясении 31.08.2018 г., станция № 11

Компонента	Ускорение, см/с <sup>2</sup>	Эффективная длительность, с	Спектральный коэффициент	Период максимума спектра, с
31.08.18-11-39-38-u6, подвал ОХ	2,33	1,26	2,30	0,23
31.08.18-11-39-38-u7, подвал ОУ	2,65	2,35	3,48	0,13
31.08.18-11-39-38-u8, подвал ОZ	1,61	1,63	3,44	0,25

**Таблица 7** — Максимальные величины ускорений и параметров акселерограмм при землетрясении 02.02.2018 г., станция № 17

Компонента	Ускорение, см/с <sup>2</sup>	Эффективная длительность, с	Спектральный коэффициент	Период максимума спектра, с
02.02.18-17-frag-u6, подвал ОХ	26,41	47,12	2,24	0,14
02.02.18-17-frag-u7, подвал ОУ	25,45	56,44	2,39	0,10
02.02.18-17-frag-u8, подвал ОZ	5,84	1,61	5,57	0,11

В дальнейшем можно рекомендовать такой прием. Сравнить спектры реакции основания сооружений (станции № 11 и № 17), расположенных вблизи тектонических разломов, с инструментальными данными станции № 1, вблизи которой разломов не наблюдается. Если спектральный состав воздействий существенно отличается, то это есть свидетельство влияния разлома на характеристики колебания грунта при землетрясении.

**Выводы**

1. Период максимума спектра в уровне подвала характеризует спектральный состав сейсмического воздействия. Для гибкого и жесткого зданий преобладающие периоды колебаний основания в горизонтальных осях, сложенного грунтами II категории (валуногалечник) по сейсмическим свойствам при местных землетрясениях достаточно близкие и находятся в пределах 0,06-0,23 с.
2. Следует отметить, что резонансные явления для гибких зданий при воздействии местных землетрясений не на-

блюдаются. Такие явления имеют место при воздействии удаленных землетрясений с очагами в Синьцзян-Уйгурском автономном районе Китайской Республики [5,9].

3. При указанных параметрах сейсмического воздействия эффективным представляется применение систем активной сейсмоизоляции с мягкой силовой характеристикой, а также различных систем с элементами сухого трения.
4. Приведенные в статье акселерограммы пополнят базу данных акселерограмм АО «КазНИИСА».
5. Указанные выше три здания образуют удобную для изучения спектрального состава воздействия выборку в составе жесткого и 2-х гибких зданий. Это три маятника с достаточно сильно отличающимися периодами колебания по основному тону. Два маятника расположены вблизи тектонического разлома.

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

## Литература

1. Ержанов С.Е., Лапин В.А., Даугавет В.П., Девятых А.А. Инструментальная регистрация 2-х землетрясений 21.04.2017 в Кыргызстане станцией ИСС «Институт» // «Вестник АО «КазНИИСА». Вып.4(68). Алматы.2017.С.10-18.

2. Ержанов С.Е., Лапин В.А., Даугавет В.П., Девятых А.А. Анализ инструментальных записей землетрясения 16 августа 2014 станцией ИСС, установленной на каркасно-кирпичном здании // «Вестник АО «КазНИИСА». Вып.3(67). г. Алматы, 2017. С.16-22.

3. Ержанов С.Е., Лапин В.А., Даугавет В.П., Девятых А.А. Инструментальная регистрация мартовского сейсмического события станцией ИСС «Институт» // «Вестник АО «КазНИИСА». Вып.5(69). Алматы. 2017. С.40-44.

4. Лапин В.А., Ержанов С.Е., Даугавет В.П., Девятых А.А. Реакция здания с ядром жесткости при землетрясении 02.02.2018 в г. Алматы//«Вестник АО «КазНИИСА». Вып.4(80). Алматы. 2018.С.13-21.

5. Ержанов С.Е., Лапин В.А., Даугавет В.П., Девятых А.А. Исследование инструментальных записей, полученных на 11-ти этажном здании со стальным каркасом, при землетрясении 9 августа 2017 года // «Вестник АО «КазНИИСА». Вып.11(75). Алматы. 2017. С.20-27.

6. Лапин В.А., Ержанов С.Е., Даугавет В.П., Девятых А.А. Исследование инструментальных записей местного землетрясения 02.02.2018 в городе Алматы//«Вестник АО «КазНИИСА». Вып.3(79). Алматы. 2018. С.14-20.

7. Лапин В.А., Ержанов С.Е., Даугавет В.П., Девятых А.А. Анализ инструментальных записей землетрясения 26 марта 2018 года,

полученных на жестком и гибком зданиях // «Вестник АО «КазНИИСА». Вып.7 (83). Алматы. 2018. С.38-49.

8. Лапин В.А., Ержанов С.Е. // Методологические основы использования инженерно-сейсмометрической службы на зданиях // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2018. №4. С.44-49.

9. Лапин В.А., Ержанов С.Е., Даугавет В.П. // Исследование изменения динамических характеристик высотного здания по данным инженерно-сейсмометрических станций // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2018. №3. С.38-44.

Материалы хранятся по адресу:  
050046, Республика Казахстан, г.Алматы,  
ул.Солодовникова, 21 (АО «КазНИИСА».  
Тел.8 (727) 3926896.  
e-mail: lapin\_1956@list.ru

**LAPIN V., Ph.D. in Engineering Science, Scientific Secretary of KazNIISA JSC, Corresponding Member of the IEA (Almaty, Kazakhstan)**

**YERZHANOV S., Ph.D. in Engineering Science, Managing Director of KazNIISA JSC, Corresponding Member of the IEA and NEA (Almaty, Kazakhstan)**

**DAUGAVET V., Sector Leader of the Engineering Seismometric Service of KazNIISA JSC (Almaty, Kazakhstan)**

## PECULIAR FEATURES OF BUILDING FOOTING OSCILLATION DURING LOCAL EARTHQUAKES

### Abstract

The stations of the engineering seismometric service of KazNIISA JSC recorded more than 15 local earthquakes with the foci in Almaty and Almaty region in 2018. Accelerograms recorded on rigid and flexible buildings during 3 sensible earthquakes were selected from the obtained instrumental records. These are accelerograms recorded in the basement parts of a four-storeyed frame building and an 11-storeyed steel-framed building. In one instance, the instrumental records registered in the basement of a 17-storeyed building are used. Flexible

buildings are located near tectonic faults. The spectral curves characterizing the frequency content of the seismic effect are built. It has been established that the frequency response characteristics of the foundation composed of soils of the 2nd category by seismic properties are high-frequency with prevailing periods of 0.1-0.20 sec. Resonance phenomena for flexible buildings under the influence of local earthquakes are not observed. Instrumental records are included into the accelerogram database of KazNIISA JSC.

**Keywords:** accelerogram, station, spectra, soils.

### References

1. Yerzhanov S.Y., Lapin V.A., Daugavet V.P., Devyatykh A.A. Instrumental recording of 2 earthquakes on 21.04.2017 in Kyrgyzstan by the ESS station «Institute» // Bulletin of KazNIISA JSC. Ed.4(68). Almaty. 2017. P.10-18.

2. Yerzhanov S.Y., Lapin V.A., Daugavet V.P., Devyatykh A.A. Analysis of instrumental records of the earthquake on August 16, 2014 by the ESS station installed on a framebrick building // Bulletin of KazNIISA JSC. Ed.3(67). Almaty. 2017. P.16-22.

3. Yerzhanov S.Y., Lapin V.A., Daugavet V.P., Devyatykh A.A. Instrumental recording of

March seismic event by the ESS station «Institute» // Bulletin of KazNIISA JSC. Ed.5(69). Almaty. 2017.P.40-44.

4. Lapin V.A., Yerzhanov S.Y., Daugavet V.P., Devyatykh A.A. Stiffening core building response during the earthquake on 02.02.2018 in the city of Almaty // Bulletin of KazNIISA JSC. Ed.4(80). Almaty. 2018.P.13-21.

5. Yerzhanov S.Y., Lapin V.A., Daugavet V.P., Devyatykh A.A. The study of instrumental records obtained on an 11-storeyed steel-framed building during the earthquake on August 9, 2017 // Bulletin of KazNIISA JSC. Ed.11(75). Almaty. 2017. P.20-27.

6. Lapin V.A., Yerzhanov S.Y., Daugavet V.P., Devyatykh A.A. The study of instrumental records of local earthquake on 02.02.2018 in the city of Almaty // Bulletin of KazNIISA JSC. Ed.3(79). Almaty.2018.P.14-20.

7. Lapin V.A., Yerzhanov S.Y., Daugavet V.P., Devyatykh A.A. Analysis of instrumental records of the earthquake on March 26, 2018 obtained on rigid and flexible buildings // Bulletin of KazNIISA JSC. Ed.7(83). Almaty.2018. P. 38-49.

8. Lapin V.A., Yerzhanov S.Y. Methodological fundamentals for using stations of engineering seismometric service on buildings

// Earthquake engineering. Constructions safety. 2018. № 4. P. 44-49.  
9. Lapin V.A., Yerzhanov S.Y., Daugavet

V.P. // Investigation of changes in the dynamic characteristics of a high-rise building according to the data of engineering

seismometric stations // Earthquake engineering. Constructions safety. 2018. № 3. P. 38-44.

**Для цитирования:** Лапин В.А., Ержанов С.Е., Даугавет В.П. Особенности колебания основания зданий при местных землетрясениях // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2018. № 6. С. 25-32.

**For citation:** Lapin V.A., Yerzhanov S.Y., Daugavet V.P. Peculiar features of building footing oscillation during local earthquakes // *Seismostoitkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii* [Earthquake engineering. Constructions safety], 2018, no. 6, pp. 25-32. (In Russian).

## Новый учебник по строительству

Э.Н. Кодыш Н.Н. Трекин В.С. Федоров И.А. Терехов

### ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

**Рекомендовано**

**Российской академией архитектуры и строительных наук**  
в качестве учебника для студентов образовательных организаций  
высшего образования, обучающихся направлениям подготовки (специальностям)  
08.03.01 «Строительство» (уровень бакалавриата)

**Рецензенты**

**В.И. Колчунов.** Академик РААСН, Лауреат премий  
Правительства РФ, доктор технических наук, профессор,  
зав. кафедрой уникальных зданий и сооружений Юго-Западного  
государственного университета

**В.И. Траевуш.** Заслуженный деятель науки,  
Заслуженный строитель, Лауреат премий СМ СССР  
и правительства РФ, доктор технических наук, профессор,  
Вице-президент РААСН, гл. конструктор ЗАО «Горпроект»

Учебник состоит из двух частей.

В материале учебника отражены достижения современной науки и практики проектирования железобетонных конструкций, узаконенные в СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения». Актуализированная редакция СНиП 52-021-2003.

#### Часть 1. Расчет конструкций

Приведены с пояснениями физико-механические характеристики бетона, арматуры и железобетона, методы расчета по предельным состояниям первой и второй групп, а также предварительно напряженных конструкций. Методы расчета даны по СП 63.13330, в том числе с использованием нелинейной деформационной модели и проиллюстрированы примерами.

#### Часть 2. Проектирование зданий и сооружений

Содержит исходные данные и общие положения по проектированию железобетонных конструкций зданий, основы проектирования сборных одноэтажных промышленных, а также универсальных многоэтажных зданий из сборного и монолитного железобетона, инженерных сооружений, тонкостенных пространственных покрытий и защиты зданий от прогрессирующего обрушения.



**Заказы направляйте**

**в Издательско-полиграфическое предприятие ООО «Бумажник»**  
125475, г. Москва, ул. Зеленоградская, д. 31, корп. 3, оф. 203  
тел.: 8 (495) 971-05-24, 8-910-496-79-46, e-mail: info@bum1990.ru



**Ю.Л. РУТМАН**

*доктор технических наук, профессор кафедры механики*

**Н.В. ОСТРОВСКАЯ**

*кандидат технических наук, доцент кафедры механики*

**Е.А. КОБЕЛЕВ**

*кандидат технических наук, доцент, заведующий кафедрой механики*

---

**Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет**

---

УДК 699.841

## ДИНАМИКА СООРУЖЕНИЯ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКОМ НАГРУЖЕНИИ КАК ЖЕСТКОПЛАСТИЧЕСКОЙ СИСТЕМЫ С ДВУМЯ СТЕПЕНЯМИ СВОБОДЫ

*В динамическом процессе характер пластического деформирования сооружения зависит от его поверхности текучести. В статье разработаны и проанализированы аналитические решения, соответствующие поведению сооружения как жесткопластической системы с двумя степенями свободы. Сформирована математическая модель динамического поведения жесткопластической системы с учетом и без учета эффекта взаимодействия проекций пластических реакций. Найдена взаимосвязь между этими подходами. Дана оценка пластического ресурса сооружения, а также рассмотрены предельные случаи полученного решения. Отдельно проведено сравнение с упрощенной постановкой задачи при переходе от эллиптической к прямоугольной кривой текучести.*

**Ключевые слова:** *сооружение, пластический ресурс, жесткопластическая система, импульсное нагружение, система с двумя степенями свободы, неголономная задача динамики.*

**1.** Для учета пластического ресурса сооружений при сейсмических воздействиях широко используется упругопластическая модель с одной степенью свободы [1, 2]. В [3] были предложены обобщения этой модели на случай систем с несколькими степенями свободы. При этом обобщения произ-

водились на разных уровнях пластичности.

Обобщенная макромодель позволяет учитывать взаимодействие компонентов реакции упругопластической системы. Это взаимодействие оказывает заметное влияние на характер процесса при сложном (непропорциональном по компонентам) нагружении. Именно такое нагружение реализуется при сейсмическом воздействии. Вышеуказанные работы предусматривают сложный процесс численной реализации предложенных в них алгоритмов. Однако, в ряде случаев этот фактор взаимодействия, проявляющийся при движении годографа реакции системы по поверхности текучести, можно учесть в рамках рассмотрения жесткопластической системы. При этом могут быть получены физически прозрачные аналитические решения.

В [4] исследовано изменение энергии, имеющее место во время сейсмических воздействий. В рамках предложенного в [4] подхода процесс движения системы рассматривается как последовательность простейших стадий изменения энергии:

а) первая стадия – стадия накопления кинетической энергии;

б) вторая стадия – стадия диссипации энергии, в которой накопленная в первой стадии кинетическая энергия превращается в пластическую работу внутренних сил. На этой стадии кинетической энергией, которую продолжает сообщать системе сейсмическое воздействие, пренебрегают.

Похожие допущения содержатся в [5,6].

Используя этот подход, можно задачу учета пластического ресурса свести к исследованию движения жесткопластической системы при импульсном нагружении. Действительно, в 1-й стадии происходят интенсивные упругие колебания системы, приводящие к накоплению ее кинетической энергии. Во второй стадии накопленная в 1-й стадии энергия рассеивается за счет пластических деформаций. Упругими деформациями системы в этой стадии можно пренебречь. Тогда для 2-й стадии задача сводится к исследованию динамики жесткопластической системы, для которой задана начальная скорость. Эта скорость определяется из равенства кинетических энергий системы в конце 1-й и начале 2-й стадии движения.

Ниже рассмотрена вышеописанная постановка задачи, и получены ее аналитические решения.

2. Рассмотрим расчетную схему, изображенную на рис. 1. На рис. 1 тело В имеет две степени свободы (либо линейное перемещение и поворот, либо два линейных перемещения). Жесткопластический элемент  $r$  создает реакции  $R_y, R_x$ .

Соответствующая этой расчетной схеме система уравнений имеет вид

$$m_y \frac{dV_y}{dt} = R_y + \Phi_y(t), \quad m_x \frac{dV_x}{dt} = R_x + \Phi_x(t), \quad (1)$$

$$V_y(0) = V_{y0}, \quad V_x(0) = V_{x0},$$

где  $m_x, m_y$  – эквивалентные массы, полученные сосредоточением инерционных параметров тела в какой-либо его точке, имеющей две независимые ненулевые компоненты линейной скорости;  $V_x, V_y$  – компоненты вектора скорости указанной точки;  $R_x, R_y$  – компоненты вектора реакции элемента «г»;  $\Phi_x, \Phi_y$  – компоненты вектора внешней нагрузки.

Отметим, что, если среди обобщенных координат тела отсутствуют угловые развороты, то  $m_x = m_y$ , и выбора специальной точки приведения не требуется.

Дальнейший анализ модели (1) ведется при следующих предположениях:

- а) элемент «г» деформируется в соответствии с гипотезами жесткопластической среды;
- б) нагружение тела «т» – импульсное, т. е.

$$\Phi_x(t) = \Phi_y(t) = 0, \quad V_0 = \sqrt{V_{0x}^2 + V_{0y}^2} \neq 0. \quad (2)$$

С учетом допущения а), означающего, что скорость точки выправлена по нормали к поверхности текучести, можно записать

$$V_y = -V \cdot \cos \alpha, \quad V_x = V \cdot \sin \alpha, \quad (3)$$

$$R_y = R \cdot \sin \varphi, \quad R_x = R \cdot \cos \varphi, \quad (4)$$

где  $\alpha$  – угол между касательной к кривой текучести и положительным направлением оси  $x$ ;  $\varphi$  – угол между вектором реакции элемента «к» к положительным направлениям оси  $x$ ;  $V, R$  – модули векторов:  $\vec{V}, \vec{R}$ ,

$$V = \sqrt{V_y^2 + V_x^2}, \quad R = \sqrt{R_y^2 + R_x^2} \quad (5)$$

Кривая текучести (рис. 2), как правило, антисимметрична относительно оси  $Y$ . Поэтому можно рассматривать эту

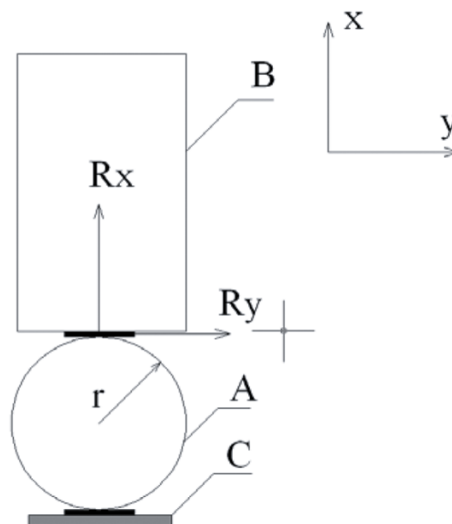


Рисунок 1 — Жесткопластическая система с двумя степенями свободы

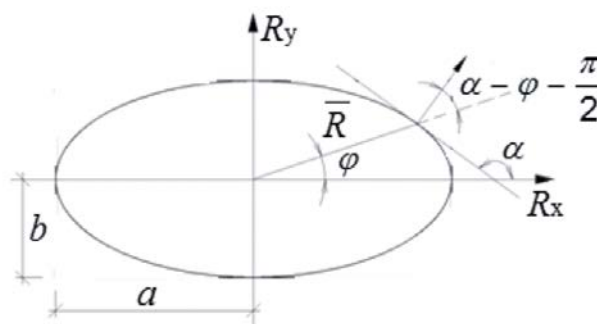


Рисунок 2 — Эллиптическая поверхность текучести

кривую лишь в правой полуплоскости. Тогда для гладкой кривой текучести можно получить следующие однозначные зависимости:

$$\vec{R} = f_1(\alpha), \quad \varphi = f_2(\alpha). \quad (6)$$

Кроме того, из (3) имеем

$$\begin{aligned} \dot{V}_y &= \frac{dV_y}{dt} = -\frac{dV}{d\alpha} \cdot \cos \alpha \cdot \dot{\alpha} + V \cdot \sin \alpha \cdot \dot{\alpha} = \\ &= \dot{\alpha} \left( V \cdot \sin \alpha - \frac{dV}{d\alpha} \cdot \cos \alpha \right), \end{aligned} \quad (7)$$

$$\begin{aligned} \dot{V}_x &= \frac{dV_x}{dt} = \frac{dV}{d\alpha} \cdot \sin \alpha \cdot \dot{\alpha} + V \cdot \cos \alpha \cdot \dot{\alpha} = \\ &= \dot{\alpha} \left( V \cdot \cos \alpha + \frac{dV}{d\alpha} \cdot \sin \alpha \right) \end{aligned}$$

Подставив (7) в (1), а затем, поделив первое уравнение на второе, с учетом (2), (4), (6) получаем

$$\frac{m_1}{m_2} \cdot \frac{V \cdot \sin \alpha - \frac{dV}{d\alpha} \cdot \cos \alpha}{V \cdot \cos \alpha + \frac{dV}{d\alpha} \cdot \sin \alpha} = \frac{\sin[f_2(\alpha)]}{\cos[f_2(\alpha)]} \quad (8a)$$

Соотношение (8a) есть линейное дифференциальное уравнение 1-го порядка относительно  $V(\alpha)$  и его решение



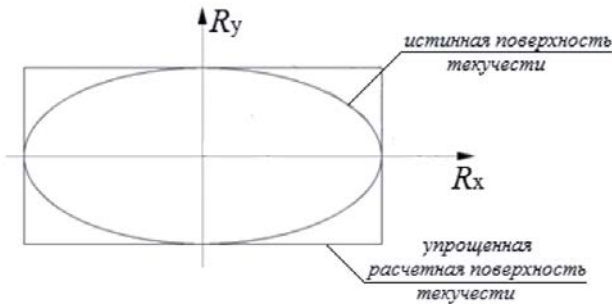


Рисунок 3 — Прямоугольная поверхность текучести

может быть найдено в квадратурах. Начальным условием для (8а) является соотношение

$$V(\alpha_0) = V_0 \quad (8б)$$

$$\text{где } V_0 = \sqrt{V_{y0}^2 + V_{x0}^2}, \quad \alpha_0 = -\text{arctg} \frac{V_{y0}}{V_{x0}} \quad (8в)$$

Чтобы выполнить численные расчеты, конкретизируем вид кривой текучести. Расчеты показывают, что обычно кривая текучести хорошо аппроксимируется эллиптической зависимостью:

$$\frac{R_x^2}{a^2} + \frac{R_y^2}{b^2} = 1. \quad (9)$$

где  $a = \max |R_x|$ ,  $b = \max |R_y|$ .

Учитывая (9), вместо (6) имеем [7]:

$$R = \sqrt{\frac{b^4 + a^4 \text{tg}^2 \alpha}{b^2 + a^2 \text{tg}^2 \alpha}}, \quad \varphi = -\text{arctg} \left( \frac{b^2}{a^2} \cdot \frac{1}{\text{tg} \alpha} \right), \quad (10)$$

а вместо (8а) после очевидных преобразований с учетом (10) получаем:

$$\frac{V'}{V} = \frac{\text{tg} \alpha + e \frac{b^2}{a^2} \cdot \frac{1}{\text{tg} \alpha}}{1 - e \frac{b^2}{a^2}} \quad (11)$$

где  $V' = \frac{dV}{d\alpha}$ ,  $e = \frac{m_x}{m_y}$ .

Превращение в ноль знаменателя (11) означает  $V' = \infty$ ,  $d\alpha = 0$ ,  $\alpha = \text{const}$ , т.е. годограф реакции элемента «г» вырождается в точку, а направление вектора  $V'(t)$  неизменно во времени.

Решение (11):

$$\ln V = \frac{1}{a^2 - b^2 \cdot e} \left( -a^2 \cdot \ln |\cos \alpha| + b^2 \cdot e \cdot \ln |\sin \alpha| \right) - \ln c, \quad (12а)$$

$$\text{т.е. } CV = \frac{|\sin(\alpha)|^{k_1}}{|\cos(\alpha)|^{k_2}}, \quad (12б)$$

$$\text{где } k_1 = \frac{b^2 \cdot e}{a^2 - b^2 \cdot e}, \quad k_2 = \frac{a^2}{a^2 - b^2 \cdot e}, \quad k_2 - k_1 = 1. \quad (12в)$$

Используя (8), из (12б) получаем

$$V = V_0 \frac{|\cos(\alpha_0)|^{k_2} \cdot |\sin(\alpha)|^{k_1}}{|\sin(\alpha_0)|^{k_1} \cdot |\cos(\alpha)|^{k_2}}. \quad (13а)$$

Из (13а) сразу следует вывод:

$$V = 0, \quad (13б)$$

$$\text{когда } \alpha = \pi \text{ или } \alpha = \frac{\pi}{2}. \quad (13в)$$

Первый вариант соответствует условию  $a^2 - b^2 \cdot e^2 > 0$ , второй вариант условию  $a^2 - b^2 \cdot e^2 < 0$ . Иначе говоря, тело останавливается, когда годограф реакции приходит в вершину малой полуоси приведенного эллипса с параметрами:

$$\tilde{a} = a, \quad \tilde{b} = b \cdot \sqrt{e}. \quad (14)$$

Выведем формулу, выражающую время движения как функцию  $\alpha$ . Из (7), (1) с учетом (2) получаем

$$\dot{\alpha} V = \frac{R_y}{m_y} \sin \alpha + \frac{R_x}{m_x} \cos \alpha, \quad (15)$$

Или, используя (4),

$$\dot{\alpha} V = \frac{R_y}{m_x} \cos \alpha \cos \varphi [1 + e \cdot \text{tg} \varphi \cdot \text{tg} \alpha]. \quad (16)$$

Применяя (10), а также вытекающее из 2-го равенства в (10) соотношение

$$\cos \varphi = \frac{a^2 \text{tg}^2 \alpha}{\sqrt{a^4 \text{tg}^2 \alpha + b^2}}, \quad (17)$$

из (16) получаем

$$\dot{\alpha} V = (1 - e \frac{b^2}{a^2}) \frac{a^2}{m_x} \cdot \frac{\sin \alpha}{\sqrt{b^2 + a^2 \text{tg}^2 \alpha}}. \quad (18)$$

Из (18) с учетом (13) следует

$$dt = \frac{m_x}{a^2} \cdot \frac{V_0}{1 - e \frac{b^2}{a^2}} \cdot \frac{|\cos(\alpha_0)|^{k_2}}{|\sin(\alpha_0)|^{k_1}} \cdot \frac{|\sin(\alpha)|^{k_1}}{\sin(\alpha) \cdot |\cos(\alpha)|^{k_2}} \cdot \sqrt{b^2 + a^2 \text{tg}^2 \alpha} d\alpha. \quad (19а)$$

или

$$t = \int_{\alpha_0}^{\alpha} \frac{m_x}{a^2} \cdot \frac{V_0}{1 - e \frac{b^2}{a^2}} \cdot \frac{|\cos(\alpha_0)|^{k_2}}{|\sin(\alpha_0)|^{k_1}} \cdot \frac{|\sin(\alpha)|^{k_1}}{\sin(\alpha) \cdot |\cos(\alpha)|^{k_2}} \cdot \sqrt{b^2 + a^2 \text{tg}^2 \alpha} d\alpha \quad (19б)$$

Соотношения (13а) и (19б) полностью параметрически описывают решение уравнений (1) при выполнении (2).

**3.** Для оценки сейсмостойкости сооружения в условиях его пластического деформирования обычно применяют кинематический критерий [8, 9], анализируя коэффициент кинематической пластичности  $\mu$ .

Этот коэффициент характеризует требуемую пластичность конструкции и определяется как отношение максимального значения динамического перемещения  $x_{\text{max}}$ , вызванного землетрясением, к значению перемещения, со-

ответствующего пластическому состоянию системы (ее пре-  
вращению в механизм)  $x_T$ :

Чтобы использовать этот критерий, вычислим путь,  
пройденный точкой приведения от начала процесса дефор-  
мирования системы до момента ее остановки.

Используя (19а) и (13а), искомую длину пути точки при-  
ведения можно вычислить по формуле

$$S_{ЭЛ} = \int_{t_0}^T V dt, \quad (20)$$

где  $t_0$  – время начала процесса;  $T$  – время конца процес-  
са (т.е. время, соответствующее остановке тела).

Вычисление интеграла (20) удобно проводить, выполнив  
замену переменных:

$$|tg\alpha| = z, \quad dz = -\frac{1}{\cos^2 \alpha}. \quad (21)$$

Тогда с учетом (13а) из (20) получаем

$$S_{ЭЛ} = \frac{m_x}{\sqrt{e}} \cdot \frac{V_0^2}{a} \cdot \sqrt{K_1(1+K_1)} \cdot \frac{1}{z_0^{2k_1}(1+z_0^2)} \int_{z_T}^{z_0} z^{2k_1-1} \cdot \sqrt{1+z^2} \cdot \sqrt{1+e \frac{K_1+1}{K_1} \cdot z^2} dz, \quad (22)$$

или

$$S_{ЭЛ} = m_x \cdot \frac{V_0^2}{a} \cdot I, \quad (23)$$

$$I_{ЭЛ} = \frac{1}{\sqrt{e}} \cdot \sqrt{K_1(1+K_1)} \cdot \frac{1}{z_0^{2k_1}(1+z_0^2)} \int_{z_T}^{z_0} z^{2k_1-1} \cdot \sqrt{1+z^2} \cdot \sqrt{1+e \frac{K_1+1}{K_1} \cdot z^2} dz, \quad (24)$$

где  $z_0 = |tg\alpha_0|$ ,  $z_T = 0$  или  $z_T = \infty$ . Заметим, что вариант  
 $z_T = \infty$  превращается в вариант  $z_T = 0$  простым переимено-  
ванием осей.

Вычислив  $S_{ЭЛ}$ , можно по нормативам [10, 11] установить  
сейсмостойкость исследуемого сооружения.

#### 4. Рассмотрение предельных случаев ( $Z_0 \rightarrow \infty$ ,

$Z_0 \rightarrow 0$ , , т.е.  $\alpha_0 \rightarrow \frac{\pi}{2}$ ,  $\alpha_0 \rightarrow \pi$ ) ) приводит к  
результатам:

$$Z_0 \rightarrow \infty, I_{ЭЛ} = \frac{1}{2}, S_{ЭЛ} \left(\frac{\pi}{2}\right) = \frac{m_x V_0^2}{2a}. \quad (25)$$

$$Z_0 \rightarrow 0, S_{ЭЛ}(0) = \frac{m_y V_0^2}{2b} \quad (26)$$

Формулы (25), (26) соответствует условиям прямолиней-  
ного равнозамедленного движения. Физически результат  
(26) очевиден.

Отметим, что случаям а) и б) соответствуют (также физи-  
чески очевидные) соотношения

$$T\left(\frac{\pi}{2}\right) = \frac{m_x V_0}{a}, \quad T(\pi) = \frac{m_y V_0}{b} \quad (27)$$

Если  $a > b$ , то движение, описываемое формулой (25) не-  
устойчиво, а формулой (26) устойчиво.

5. В ряде случаев кривую текучести представляют в виде  
прямоугольника (рис. 3), тогда система уравнений (1) пре-  
вращается в два независимых уравнения.

Реакции  $R_y$  и  $R_x$  в этом случае будут описываться 2-мя  
независимыми жесткопластическими диаграммами с уров-  
нями **a** и **b** соответственно. Путь деформирования для такой  
упрощенной поверхности текучести определяется тривиаль-  
ным образом:

$$S_{ПП} = \sqrt{\left(\frac{m_x V_{x0}^2}{2a}\right)^2 + \left(\frac{m_y V_{y0}^2}{2b}\right)^2}. \quad (28)$$

Из (28) с учетом (8) получаем

$$S_{ПП} = \frac{m_x V_{x0}^2}{2a} \cdot \sqrt{\sin^4 \alpha_0 + \frac{a^2}{b^2 e^2} \cos^4 \alpha_0} = \frac{m_x V_{x0}^2}{2a(1+z_0^2)} \cdot \sqrt{z_0^4 + \frac{K_1+1}{K_1} \cdot e} \quad (29)$$

Отношение  $\frac{S_{ЭЛ}}{S_{ПП}}$  равно:

$$\Delta = \frac{S_{ЭЛ}}{S_{ПП}} = \frac{I_{ЭЛ}}{I_{ПП}}, \quad (30)$$

где

$$I_{ЭЛ} = \frac{1}{\sqrt{e}} \cdot \sqrt{K_1(1+K_1)} \cdot \frac{1}{K_0^{2k_1}(1+K_0^2)} \int_{z_T}^{z_0} K_0^{2k_1-1} \cdot \sqrt{1+z^2} \cdot \sqrt{1+e \frac{K_1+1}{K_1} \cdot z^2} dz, \quad I_{ПП} = \frac{\sqrt{z_0^4 + \frac{K_1+1}{K_1} \cdot e}}{2(1+z_0^2)}.$$

Для  $e = 1$  это отношение вычислено и приведено в та-  
блице 1.

Из таблицы 1 видно, что переход от эллиптической к пря-  
моугольной кривой текучести может изменить основные ре-  
зультаты расчета на 40%.

Таким образом, используя таблицу 1, можно найти по-  
правочный коэффициент к приближенным решениям, в ко-  
торых взаимодействие компонентов пластических реакций  
не учитывается.

#### Заключение

В статье получено аналитическое решение неголомомной  
задачи динамики о движении жесткопластической системы  
с двумя степенями свободы при импульсном нагружении.  
Это решение может быть использовано для анализа пласти-  
ческого деформирования сооружений при сейсмических  
воздействиях.

В работе рассмотрена жесткопластическая модель  
с двумя степенями свободы при импульсном нагруже-  
нии с учетом и без учета эффекта взаимодействия пла-  
стических реакций. Найдена взаимосвязь между этими  
подходами.

**Таблица 1** — Отношения длин траекторий двухстепенных жесткопластических систем, имеющих эллиптическую и прямоугольную поверхность текучести

K <sub>1</sub>	Z <sub>0</sub>									
	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	2.0	4.0	6.0	8.0	10.0
0.1	0.721	0.777	0.856	0.951	1.051	1.325	1.171	1.087	1.051	1.034
0.2	0.940	1.003	1.095	1.200	1.301	1.407	1.159	1.076	1.044	1.029
0.3	1.004	1.072	1.170	1.279	1.375	1.394	1.140	1.066	1.038	1.025
0.4	1.022	1.093	1.195	1.306	1.398	1.370	1.125	1.058	1.033	1.022
0.5	1.026	1.100	1.206	1.317	1.406	1.348	1.114	1.053	1.030	1.020
0.6	1.027	1.103	1.212	1.324	1.409	1.330	1.106	1.049	1.028	1.018
0.7	1.028	1.106	1.216	1.329	1.410	1.317	1.100	1.046	1.026	1.017
0.8	1.029	1.100	1.220	1.333	1.411	1.306	1.095	1.044	1.025	1.016
0.9	1.029	1.110	1.224	1.336	1.412	1.290	1.089	1.041	1.023	1.015
1.0	1.030	1.112	1.227	1.339	1.412	1.290	1.088	1.040	1.021	1.015
2.0	1.033	1.123	1.246	1.355	1.414	1.253	1.075	1.034	1.019	1.012
3.0	1.034	1.129	1.255	1.363	1.414	1.240	1.070	1.032	1.018	1.012
4.0	1.035	1.132	1.260	1.367	1.414	1.234	1.068	1.031	1.017	1.011
5.0	1.036	1.135	1.263	1.369	1.414	1.229	1.066	1.030	1.017	1.011
6.0	1.036	1.136	1.266	1.371	1.414	1.227	1.065	1.030	1.017	1.011
7.0	1.037	1.137	1.267	1.372	1.414	1.225	1.065	1.029	1.017	1.011
8.0	1.037	1.138	1.269	1.373	1.414	1.223	1.064	1.029	1.016	1.011
9.0	1.037	1.139	1.270	1.374	1.414	1.222	1.064	1.029	1.016	1.011
10.0	1.037	1.140	1.271	1.375	1.414	1.221	1.063	1.029	1.016	1.010

**Литература/References**

1. Chopra A.K. *Dynamic of structures. Theory and Applications to Earthquake Engineering*. New Jersey. Prentice-Hall, 2006. 794 p.

2. Newmark N.N., Hall J.F. *Earthquake Spectra and Design*. Berkeley, California: Earthquake Engineering Research Institute, 1982. 103 p.

3. Rutman Yu.L. *The Complex Plasto-elastic Deformation Model of Mechanical Multiple Freedom Degree System*. Bulletin of Civil Engineers, St. Petersburg: GASU. 2012. 1(30). pp. 117-120.

4. Como M. *Aseismic Toughness of Structures*. Meccanica, 1983. Vol. 18. № 2. pp. 107-114.

5. Kato B., Akiyama H. *Earthquake Resistant Design for Steel Buildings*. VI World Conference on Earthquake Engineering. India. 1977. Vol. II. pp. 1945-1950.

6. Housner G.M. *Limit Design of Structures to Resist Earthquakes*. I World Conference on Earthquake Engineering. USA. 1956. Vol.V. pp. 1-13.

7. Korn G.A., Korn T.M. *Mathematical Handbook*. McGraw-Hill Book Company, New York. 1968. 832 p.

8. Mahin S., Bertero V.V. *An evaluation of inelastic seismic design spectra*. Journal of the Structural Division, ASCE. 1981. Vol. 107. No 9. pp. 1777-1795.

9. Nassar A.A., Krawinkler H. *Seismic Demands for SDOF and MDOF systems: PhD Dissertation, A. Blume EEC Report No.95. Department of Civil Engineering, Stanford University*. 1991. 220 p.

10. *Report of the ASCE committee on the Impactive and Impulse Load*. Proc. of the Second ASCEE Conference "Civil Engineering and Nuclear Power", Vol.V. Knoxville Tennessee. 1980.

11. *Structural Analysis and Design of Nuclear Plant Facilities*. Ed.J.D. Stevenson, ASCE, 1980.

Материалы хранятся по адресу:  
190005, Санкт-Петербург,  
2-я Красноармейская ул., д. 4  
тел. (921) 958-75-55

**RUTMAN Yu., Dr.Sci.Tech., the Professor of Department of Mechanics, Saint-Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering**  
**OSTROVSKAYA N., PhD, the Associate Professor at the Department of Mechanics, Saint-Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering**

**KOBELEV E., PhD, the Associate Professor, Chair of the Department of Mechanics, Saint-Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering**

## DYNAMICS OF RIGID PLASTICITY SYSTEM WITH TWO DEGREES OF FREEDOM AT IMPULSE LOADING

### Abstract

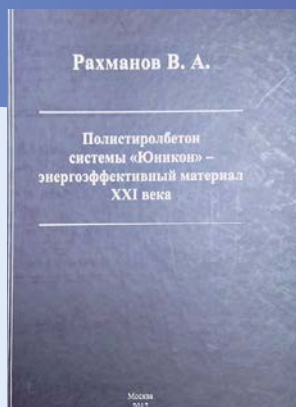
*In dynamic process the behavior of construction depends on their surface of fluidity. In article analytical decisions for a rigid plasticity system with two degrees of freedom in case of dynamic problem definition when external influence has impulsive character (initial speed of a system is set) are received and analysed. The mathematical model of a rigid plasticity system dynamic behavior at account and not accounting of interaction projections of plastic reactions*

*effect are provided in article. The interrelation between these approaches is found. An assessment of construction operability is given and also limit cases of the received decision are considered. Comparison with the simplified problem definition upon transition from elliptic to rectangular curve fluidity is carried separately out.*

**Keywords:** construction, plasticity resource, rigid plasticity system, dynamic calculation of systems, impulse loading, system with two degrees of freedom, nonholonomic problem of dynamics.

**Для цитирования:** Рутман Ю.Л., Островская Н.В., Кобелев Е.А. Динамика сооружения при сейсмическом нагружении как жесткопластической системы с двумя степенями свободы // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2018. № 6. С. 33-38.

**For citation:** Rutman Yu.L., Ostrovskaya N.V., Kobelev E.A. Dynamics of rigid plasticity system with two degrees of freedom at impulse loading// *Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii* [Earthquake engineering. Constructions safety], 2018, no. 6, pp. 33-38. (In Russian).



**Рахманов В.А.**  
**ЭНЕРГОЭФФЕКТИВНЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ МАТЕРИАЛ ДЛЯ ГРАДОСТРОИТЕЛЬСТВА**  
Научное издание, М.: Золотое сечение, 2017. 500 с.

Вышла в свет книга члена-корр. РААСН, профессора В.А. Рахманова «Полистиролбетон системы «Юникон» – энергоэффективный материал XXI века» (М.: Золотое сечение, 2017. 500 с.) – о создании и применении в современном строительстве зданий энергоэффективного, сверхлегкого отечественного строительного материала – полистиролбетона.

Книга охватывает широкий комплекс работ, выполненных институтом ВНИИжелезобетон под руководством автора, начиная от создания до массового внедрения при производстве ограждающих конструкций зданий высокой энергоэффективности.

Книга является первым в стране фундаментальным изданием, систематизирующим данные по сверхлегким полистиролбетонам и их применению в строительстве энергоэффективных зданий.

Книга состоит из восьми глав, включающих весь спектр от создания особо легких полистиролбетонов D150-D600 кг/м<sup>3</sup>, конструкции изделий, создания строительной системы «Юникон», проектов зданий, научно-технической документации по расчету, проектированию и строительству зданий, сертификации изделий и строительству заводов по их изготовлению с описанием технологии и оборудования до массового применения полистиролбетонных изделий и конструкций при строительстве энергоэффективных зданий.

Высокие технико-экономические показатели, обеспечение энергоресурсосбережения, возможность использования отечественного оборудования и технологий, как показано в монографии, дали старт широкому применению полистиролбетонных конструкций в Москве, Санкт-Петербурге, Екатеринбурге, Красноярске и других городах и регионах со строительством за последние 10 лет более 12 млн. м<sup>2</sup> энергоэффективного жилья и соцкультбыта.

В книге даны перспективы применения особо легкого полистиролбетона в России и странах СНГ. Книга насчитывает более 500 страниц формата А4 и включает 200 иллюстраций, таблиц и графиков. Книга предназначена для проектировщиков, конструкторов и специалистов стройиндустрии и строительства.

Заказать книгу можно в институте «ВНИИжелезобетон» по адресу: 111141, Россия, г.Москва, ул. Плеханова, дом 7, E-mail: info@vniizhbeton.ru, цена книги 1000 рублей.

*М.Н. Горбовец, кандидат технических наук, почетный строитель России.*



**О.Б. САБИРОВА**

**Петербургский государственный университет путей сообщения императора Александра I (ПГУПС), кафедра «Промышленное и гражданское строительство», студент**

УДК 699.8

## ОЦЕНКА КОЭФФИЦИЕНТОВ СОЧЕТАНИЙ СЕЙСМИЧЕСКОЙ И ВЕТРОВОЙ НАГРУЗОК

Рассмотрено назначение коэффициентов сочетаний сейсмической и ветровой нагрузок для высокосейсмичных районов при многоуровневом проектировании зданий и сооружений. При этом для проектного и максимального расчетного землетрясения определены равновероятные пары сейсмической и ветровой нагрузок. Соответственно этим парам задаются коэффициенты сочетаний для рассматриваемых нагрузок, которые определяют зависимость одного коэффициента сочетаний от другого. При построении равновероятных пар ветровая нагрузка описана законом Вейбулла, а сейсмическая – законом Пуассона. Показано, что для седьмого ветрового района при высокой ситуационной сейсмичностью в расчетах на действие проектного землетрясения коэффициенты сочетаний близки к 1, а в расчетах на действие максимального расчетного землетрясения они меньше 1, и возникает необходимость выбора наиболее опасной пары сейсмической и ветровой нагрузок.

**Ключевые слова:** ветровая нагрузка, сейсмическая нагрузка, коэффициент сочетаний, допустимая вероятность, многоуровневое проектирование.

Действующие нормы в России не предусматривают сочетания сейсмической и ветровой нагрузок. Однако такие сочетания весьма вероятны, особенно в районах с высокой повторяемостью землетрясений и сильными ветрами, например, на Камчатке и в Новороссийске. Так, в работе О.А. Сахарова [1] показано, что при расчете башни сотовой связи в районе Иркутска лимитирующим является сочетание ветровой и сейсмической нагрузок. Вопрос становится наиболее актуальным в связи с переходом на многоуров-

невое проектирование. Ниже рассмотрено назначение коэффициентов сочетаний ветровой и сейсмической нагрузок для районов с высокой ситуационной сейсмичностью 9-9-10 и 9-10-10 по картам ОСР А, В и С соответственно.

Решение задачи определения коэффициентов сочетания ветровой и сейсмической нагрузки описано в работе О.А. Сахарова [1]. Для этого задается вероятность превышения ветровой нагрузки  $P_{wind}$ , а вероятность превышения для сейсмической нагрузки  $P_{eq}$  определяется из уравнения (1)

$$P_{wind} * P_{eq} = [P], \quad (1)$$

где  $P_{wind}$  – вероятность того, что будет превышена расчетная ветровая нагрузка интенсивностью  $Q$ ;

$P_{eq}$  – вероятность того, что будет превышена расчетная сейсмическая нагрузка с пиковым ускорением PGA (в долях ускорения силы тяжести  $g$ );

[P] – допустимая вероятность события, заключающегося в одновременном воздействии ветровой и сейсмической нагрузок.

Ветровая нагрузка задается скоростным давлением ветра  $Q$ .

При оценке интенсивности ветровой нагрузки  $Q$ , сочетаемой с сейсмической, необходимо учитывать соответствующую ей функцию плотности распределения. Статистические характеристики ветровой нагрузки детально изучены В.Д. Райзером [2]. В качестве функции распределения для ветровой нагрузки в [2] была рекомендована функция Вейбулла, имеющая вид

$$P(Q) = 1 - e^{-\left(\frac{Q}{\theta}\right)^{\beta}} \quad (2)$$

где  $\theta$  – параметр масштаба, а  $\beta$  – параметр формы распределения.

Математическое ожидание  $\bar{Q}$  и среднее квадратичное отклонение  $\sigma_Q$  распределения Вейбулла имеют вид

$$\begin{cases} \bar{Q} = \theta \cdot \Gamma\left(1 + \frac{1}{\beta}\right) \\ \sigma_Q^2 = \theta^2 \left\{ \Gamma\left(1 + \frac{2}{\beta}\right) - \left[ \Gamma\left(1 + \frac{1}{\beta}\right) \right]^2 \right\} \end{cases} \quad (3)$$

где  $\bar{Q}$  – математическое ожидание случайной величины,  $\sigma_Q$  – среднее квадратичное отклонение случайной величины,

$\Gamma$  – гамма функция.

Подробный расчет определения параметров  $\theta$  и  $\beta$  описан в работе [1]. Данные по этим расчетам приведены ниже в таблице 1. На рис.1 приведена зависимость вероятности

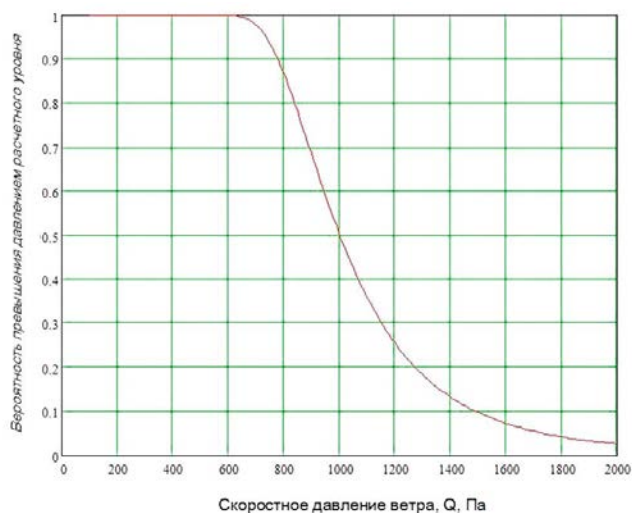
превышения скоростного давления ветра для седьмого ветрового района.

Сейсмическая нагрузка задается пиковыми ускорениями основания (PGA). В вышеупомянутой работе [1] PGA задавались по СНиП 7-81 «Строительство в сейсмических районах», т.е., 1, 2 и 4 м/с<sup>2</sup> соответственно для 7-, 8- и 9-балльных воздействий. Эти значения не соответствуют натурным данным. В настоящее время Ф.Ф. Аптикаевым разработана новая инструментальная часть шкалы балльности [3]. Данные [3] базируются на представительном статистическом материале и согласуются с имеющимися исследованиями других специалистов [4]. Поэтому автором в процессе исследований была разработана методика оценки расчетных PGA, основанная на новой шкале балльности. Эта методика включает 5 этапов.

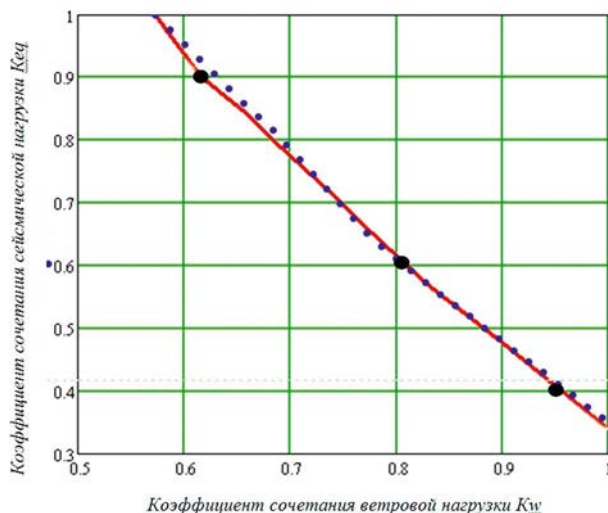
1. Определение параметров сейсмической опасности площадки строительства по заданной ситуационной сейс-

**Таблица 1** — Параметры распределения Вейбулла для ветрового напора в различных ветровых районах

Ветровой район	Математическое ожидание скоростного давления, $\bar{Q}$ , Па	Скоростное давление с вероятностью превышения 10%, $Q$ , Па	Среднее квадратичное отклонение скоростного давления, $\sigma_Q$ , Па	Параметр масштаба, $\theta$	Параметр формы, $\beta$
I	200	318.348	88	225.573	2.421
II	270	401.842	99.9	302.618	2.941
III	360	509.616	115.2	400.373	3.457
IV	480	672.572	148.8	532.831	3.581
V	600	798.004	156	658.775	4.35
VI	700	940.86	189	770.416	4.173
VII	850	1.107E+3	204	928.5	4.751



**Рисунок 1** — Функция распределения скоростного ветрового давления для VII ветрового района



**Рисунок 2** — Зависимость расчетной ветровой нагрузки от относительного расчетного ускорения основания при МРЗ (пунктирной синей линией обозначен район с ситуационной сейсмичностью 9-9-10, а сплошной красной – район 9-10-10)

**Таблица 2** — Равновероятные пары ветровой и сейсмической нагрузок при МРЗ

Ветровая нагрузка			Сейсмическая нагрузка		
Вероятность превышения $P_{wind}$	Скоростное давление, Q Па	Коэффициент сочетаний $K_w$	Вероятность превышения $P_{eq}$	Относительное ускорение $A$ м/с <sup>2</sup>	Коэффициент сочетаний $K_{eq}$
0.9	780	0.1	0.111	0.3	1
0.8	840	0.2	0.125	0.22	0.5
0.7	892	0.3	0.142	0.17	0.3
0.6	945	0.4	0.166	0.16	0.25
0.5	1002	0.5	0.200	0.14	0.2
0.4	1070	0.6	0.250	0.13	0.16
0.3	1152	0.7	0.333	0.12	0.14
0.2	1272	0.8	0.500	0.11	0.12
0.1	1500	0.9	1	0.11	0.1

мичности. Для этого использовано известное соотношение [5] между повторяемостью воздействия  $T$  и его интенсивностью в баллах  $I$

$$\log T = aI + b \quad (4)$$

Параметры  $a$  и  $b$  определяются из заданных значений интенсивности  $I$  и повторяемости  $T$  сейсмических воздействий, по методу наименьших квадратов [6].

2. Определение расчетной повторяемости воздействий по найденным значениям  $a$  и  $b$  и заданной вероятности превышения  $[P]$ , исходя из распределения потока землетрясений по закону Пуассона [5] по формуле

$$T_{calc} = -\frac{T_{life}}{\ln(1-[P])} \quad (5)$$

3. Определение расчетной балльности  $I_{calc}$  по полученным параметрам  $a$  и  $b$  и расчетной повторяемости  $T_{calc}$ , используя формулу (4)

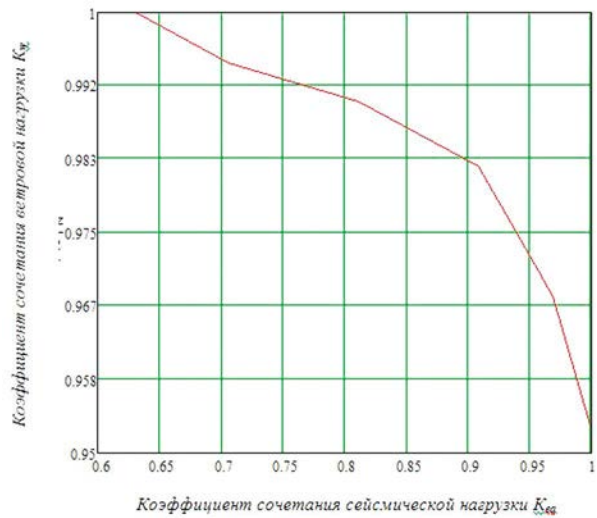
$$I_{calc} = \frac{\log(T_{calc}) - b}{a} \quad (6)$$

4. Определение расчетной величины PGA по полученному значению  $I_{calc}$  и новой шкале балльности. Для этого получена следующая аппроксимирующая зависимость  $PGA(I)$

$$PGA(I) = C_0 + C_1 \cdot (e^{(-\alpha \cdot I)} + C_2 \cdot e^{(-\beta \cdot I)}), \quad (7)$$

где  $C_0 = 0.037$ ;  $C_1 = -0.019$ ;  $C_2 = -0.946$ ;  $\alpha = -0.765$ ;  $\beta = -0.806$ .

5. Значения PGA, полученные по формуле (7), характерны для периодов колебаний  $T_{eq} \sim 0.3$  с. В общем случае они зависят от преобладающего периода воздействия  $T_{eq}$  [4, 8],



**Рисунок 3** — Зависимость расчетной ветровой нагрузки от относительного расчетного ускорения основания при ПЗ (для района с ситуационной сейсмичностью 9-10-10)

поэтому к ускорениям, полученным по формуле(7), вводится поправка  $K_{PGA}$ . Эта поправка получена по данным [4] и может быть записана в следующем виде:

$$K_{PGA} = C^P_0 + C^P_1 \cdot (e^{(-\alpha^P \cdot T_{eq})} + C^P_2 \cdot e^{(-\beta^P \cdot T_{eq})}), \quad (8)$$

где  $C^P_0 = -63.592$ ;  $C^P_1 = 69.599$ ;  $C^P_2 = -0.009$ ;  $\alpha^P = 0.029$ ;  $\beta^P = 3.295$ .

Соответствующая процедура выполнена для каждого значения допустимой вероятности  $P_{eq}$  из таблицы 1. В результате получены расчетные значения PGA для каждого значения нагрузки.

Далее, задаваясь вероятностью превышения ветровой нагрузки  $P_{wind}$ , из уравнения (1) определяется вероятность соответствующего этой ветровой нагрузке сейсмического воздействия  $P_{eq} = [P]/P_{wind}$ , а из уравнения (2) – параметр ветровой нагрузки  $Q$  (скоростное давление). Далее по величине  $P_{eq}$  определяем величину расчетных ускорений PGA. Соответствующая процедура вычислений сведена в таблицу 2. Коэффициенты сочетаний к сейсмической  $K_{eq}$  и ветровой нагрузкам  $K_w$  были получены путем деления относительного ускорения  $A$  на его максимальное значение (при вычислении  $K_{eq}$ ), и скоростного давления ветра  $Q$  на его максимальное значение (при вычислении  $K_w$ ).

Результаты расчетов приведены на рис.2 в графической форме.

Аналогичные расчеты для ПЗ показали, что расчетные коэффициенты для ветровой и сейсмической нагрузок близки к 1. Этот факт проиллюстрирован на рис. 3. Так, при  $K_{eq} = 0.9$ ,  $K_w = 0.983$ .

Таким образом, определено множество равновероятных пар, на которые следует проводить расчет. Одна из пар будет лимитирующей. Автору представляется, что, не имея

опыта работы с ветровой и сейсмической нагрузками, целесообразно сделать расчеты для точек, помеченных на графике, где:

- 1)  $K_{eq} = 0.9$ ,  $K_w = 0.61$ ;
- 2)  $K_{eq} = 0.6$ ,  $K_w = 0.81$ ;
- 3)  $K_{eq} = 0.4$ ,  $K_w = 0.95$ .

Приведенные исследования позволяют сформулировать требования к оценке сейсмостойкости и проектированию объектов в зоне с высокой ситуационной сейсмичностью.

#### Выводы

1. Из вышеописанных расчетов видно, что в высокосейсмичных районах необходимо сочетать сейсмическую и ветровую нагрузки как для ПЗ, так и для МРЗ.

2. При расчете на действие ПЗ коэффициенты сочетаний для рассмотренных нагрузок близки к 1, и их можно принимать равными 0.95.

3. При расчете на действие МРЗ коэффициенты сочетаний для рассмотренных нагрузок заметно меньше 1, и возникает необходимость выбора наиболее опасной пары сочетаемых нагрузок. Пока не накоплен опыт сочетания сейсмической и ветровой нагрузок, автор считает целесообразным выбирать минимум три равновероятных пары нагрузок.

**Статья подготовлена при поддержке гранта ПГУПС**

#### Литература

1. Сахаров О.А. К вопросу о назначении коэффициентов сочетаний сейсмической и других нагрузок. *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2003. №2. С. 9-11.
2. Райзер В.Д. Оценка риска при проектировании сооружений. *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2007. №3. С. 15-18.
3. Антикаев Ф.Ф. Инструментальная шкала сейсмической интенсивности. – М.: ООО «Наука и образование». 2012. 176 с.

4. Богданова А.М., Нестерова О.П., Никонова Н.В., Ткаченко А.С., Уздин А.М., Равханова М., Азаев Т.М., Зайнулабидова Х.Р. Числовые характеристики сейсмических воздействий. *Наука и мир*. №3 (43), 2017, том 1. С. 49-55.
5. Сейсмическая сотрясаемость территории СССР // Под ред. Ю.В.Ризниченко. М., Наука. 1979. 192 с.
6. Уздин А.М., Воробьев В.А., Богданова М.А., Сигидов В.В., Ваничева С.С. Экономика сейсмостойкого строительства. М.: ФГПУ ДПО «Учебно-методический центр по образо-

- ванию на железнодорожном транспорте», 2017. 176 с.
7. Ржаницын А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность. М.: Стройиздат. 1978.
8. Долгая А.А. Моделирование сейсмического воздействия коротким временным процессом // Э-И. ВНИИТПИ. Сер. «Сейсмостойкое строительство». Вып. 5-6. 1994. С.56-63.

Материалы хранятся по адресу:  
190031, г. Санкт-Петербург, Московский пр., д. 9  
ПГУПС, кафедра «Промышленное и гражданское строительство»

**SABIROVA O., student, Emperor Alexander I St. Petersburg state transport university, department “Industrial and civil construction”**

## THE COMBINATION COEFFICIENTS OF SEISMIC AND WIND LOADS

### Abstract

The combination coefficients of seismic and wind loads for multi-level designing buildings and structures in high seismic regions are considered. For design and maximum design earthquakes equiprobable pairs of seismic and wind loads are determined. Correspondingly, these pairs are even coupling coefficients for the loads under consideration, which determine the dependence of one combination coefficient on the other. In constructing the equiprobable pairs, the wind load is described by Weibull law and

seismic load is described by Poisson's law. It is shown that for the seventh wind zone with high seismic intensity in calculating structures under the action of the design earthquake, the combination coefficients are close to 1, and in calculating structures under the action of the maximum design earthquake they are less than 1, and therefore it becomes necessary to choose the most dangerous pair of seismic and wind loads.

**Keywords:** wind load, seismic load, combination coefficient, a valid probability, base performance design.



## References

1. Sakharov O.A. To the question of assigning the combination coefficients of seismic and other loads. Earthquake engineering. Construction safety. 2003. №2. P. 9-11.
2. Raiser V.D. Risk assessment in the design of buildings. Earthquake engineering. Construction safety. 2007. №3. P. 15-18.
3. Aptikayev F.F. Instrumental scale of seismic intensity. Moscow: Science and Education. 2012. 176 p.
4. Bogdanova AM, Nesterova OP, Nikonova NV, Tkachenko AS, Uzdin AM, Ravkhanova M., Azaev TM, Zainulbidova Kh.R. Numerical characteristics of seismic actions. Science and Peace. No. 3 (43). 2017, Volume 1. P. 49-55.
5. Seismic shaking of the territory of the USSR // Ed. Y.V. Riznichenko. M., Science. 1979. 192 p.
6. Uzdin AM, Vorobiev VA, Bogdanova MA, Sigidov VV, Vanicheva S.S. Economics of earthquake-resistant construction. M.: FGPU DPO "Educational and Methodological Center for Education in Railway Transport". 2017. 176 p.
7. Rzhantsyn A.R. Theory of calculating building structures for reliability. Moscow: Stroyizdat. 1978.
8. Dolgaya A.A. Simulation of seismic action by a short time process // EI. VNIINTPI. Ser." Earthquake engineering". Iss. 5-6. 1994. P. 56-63

**Для цитирования:** Сабирова О.Б. Оценка коэффициентов сочетаний сейсмической и ветровой нагрузок // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2018. № 6. С. 39-43.

**For citation:** Sabirova O.V. Estimating the combination coefficients of seismic and wind loads // *Seismostoiikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii* [Earthquake engineering. Constructions safety], 2018, no. 6, pp. 39-43. (In Russian).



**Ведяков И. И., Райзер В. Д.**  
**НАДЕЖНОСТЬ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ.**  
**Теория и расчет**  
**Научное издание, – М.: Издательство АСВ, 2018. – 414с.**

ВЫШЛО В СВЕТ НАУЧНОЕ ИЗДАНИЕ «НАДЕЖНОСТЬ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ. ТЕОРИЯ И РАСЧЁТ»

При поддержке АО «НИЦ «Строительство» вышло в свет научное издание «Надёжность строительных конструкций. Теория и расчёт» авторов И. И. Ведякова – директора ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», доктора технических наук, профессора, Почётного строителя России и В. Д. Райзера – инженера-строителя, доктора технических наук, профессора.

Книга написана для широкого круга специалистов строительной отрасли. В ней представлены современные методы анализа надёжности сооружений. Особое внимание авторы уделяют расчёту строительных конструкций, который «...должен в полной мере базироваться на теории надёжности, основанной на вероятностных методах». Это позволяет дать более объективную оценку

конструкции с точки зрения ее пригодности к нормальной эксплуатации.

Также в книге подробно рассказывается об основных положениях теории надёжности строительных конструкций, приводится анализ метода предельных состояний, предложения по совершенствованию методов нормирования расчетов на основе вероятностных подходов.

Наиболее важными авторы считают проблемы безопасности, риска, оптимального уровня надёжности сооружений. В связи с этим ими рассмотрены вероятностные модели климатических и технологических нагрузок, механических свойств конструкций, описаны современные методы вычисления вероятности отказа.

Пристальное внимание уделяется анализу надёжности многоэлементных систем, вероятностному методу предельного равновесия. В книге рассмотрены вероятностные проблемы устойчивости конструкций; исследуется влияние коррозионного износа на надёжность, анализируется надёжность конструкций при эксплуатации.

Книга предназначена для инженеров-проектировщиков, специалистов по оценке недвижимости, а также для студентов и аспирантов строительных ВУЗов.



**В.С. УТКИН**

доктор технических наук, профессор

**И.А. КОРЕПИНА**

магистрант

---

Вологодский Государственный Университет (ВoГУ)

---

УДК 624.15

## РАСЧЕТ ЩЕЛЕВЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ГРУНТА ОСНОВАНИЯ И ЕГО ЭФФЕКТИВНАЯ ГЛУБИНА ЗАЛОЖЕНИЯ

Щелевые фундаменты глубокого заложения являются сравнительно новыми конструктивными частями зданий и сооружений. Щелевые фундаменты принято считать фундаментами глубокого заложения, если вертикальные нагрузки на него воспринимаются не только грунтом в подошве фундамента, но и силами трения-сцепления по его боковым поверхностям. Совершенствование методов их расчета повышает безопасность их эксплуатации и является актуальной проблемой. В настоящее время расчет щелевых фундаментов по критерию несущей способности грунта основания по существующим нормам основан на определении сил трения-сцепления по боковой поверхности фундамента при его движении (срыве) в грунте, что не соответствует их работе на стадии эксплуатации зданий. Предложено новое описание работы фундамента в грунте основания на основе возникновения сил трения-сцепления по его боковой поверхности в результате микроперемещений (деформаций) поверхностных слоев материала фундамента в грунте. На основе нового подхода к описанию работы щелевого фундамента глубокого заложения в грунте основания приведена расчетная формула по несущей способности грунта основания и формула для определения эффективной глубины заложения фундамента. Приведены примеры расчетов щелевых фундаментов глубокого заложения на определение эффективной глубины их заложения.

---

**Ключевые слова:** щелевой фундамент, несущая способность, силы трения-сцепления, расчетное сопротивление грунта, эффективная глубина заложения.

---

**Щ**елевые фундаменты или «стена в грунте» в последнее время находят широкое применение в строительстве, в связи с чем возрастает необходимость исследований их работы в грунте основания и развитие методов расчета [1–6].

Щелевые фундаменты и сооружения «стена в грунте» представляют перспективные конструкции частей зданий и сооружений. Глубина их заложения может быть различной и достигать нескольких десятков метров. Ширина щелевых фундаментов и сооружений «стена в грунте» находится в интервале от 0,4 м до 1 м. Щелевые фундаменты в определенных геологических условиях оснований имеют существенные экономические преимущества по сравнению, например, с ленточными фундаментами [5–10]. Благодаря этому щелевые фундаменты приобретают признание и практическое применение в мало- и многоэтажном домостроении, а также в качестве фундаментов для различных сооружений, в том числе для уникальных зданий и сооружений в Российской Федерации и за рубежом и в некотором смысле сами являются уникальными. Технология производства работ по возведению щелевых фундаментов зависит от их размеров, вида грунта, наличия грунтовых вод, наличия вблизи зданий и сооружений и т. д. Не касаясь технологии производства работ по возведению щелевых фундаментов, рассмотрим проблему расчета щелевого фундамента глубокого заложения по несущей способности грунта основания фундамента (по первому предельному состоянию) и расчет эффективной глубины его заложения.

Глубина заложения щелевых фундаментов колеблется в большом интервале и зависит от множества факторов: вида и значения эксплуатационной нагрузки, глубины промерзания грунта, наличия грунтовых вод, вида и назначения здания, его этажности и т. д. В соответствии с этим щелевые фундаменты делятся на фундаменты мелкого и глубокого заложения.

Цель работы заключается в выявлении действительной работы щелевого фундамента в зданиях и сооружениях и на этой основе разработки методов расчета щелевого фундамента глубокого заложения по критерию несущей способности грунта основания фундамента, а также определения эффективной глубины его заложения. В связи с относительной новизной использования щелевых фундаментов глубокого заложения и расширением области их применения важной проблемой является учет их в общих проблемах обеспечения безопасности в сейсмических районах, особенно в связи с обсуждением СП 14.13330 «Строительство в сейсмических районах».

На рис. 1 представлены отдельные примеры конструкций щелевых фундаментов.

Расчет щелевого фундамента по несущей способности грунта основания учитывает свойства грунта, напряжения под подошвой фундамента и силы трения-сцепления по боковой поверхности стен фундамента. Расчетная схема однощелевого фундамента в грунте основания по существующим нормам и источникам [1–6] представлена на рис. 2.

Расчет несущей способности фундаментов, в том числе щелевых, проводится по существующим нормам [1–3] и источникам [4–9] на прочность материала фундамента, на несущую способность грунта основания и на деформации. Так в диссертационной работе Иванова А. А. [5] принято, что несущая способность щелевого фундамента по боковой поверхности зависит от формы и размеров подошвы фундамента и определяется путем экспериментальных исследований непосредственно на строительной площадке, учет сейсмических воздействий на фундамент описан в [7]. В качестве расчетной схемы работы фундамента в грунте основания в работах [1–9] принята схема по рис. 2.

Работа щелевого фундамента по прочности материала мало чем отличается от расчетов фундаментов других типов [8–10], поэтому в дальнейшем в статье не рассматривается. Расчет по несущей способности грунта основания фундамента строится на основе предлагаемого нового подхода к работе фундамента в грунте основания, в котором фундамент находится в неподвижном состоянии, и силы трения-сцепления на боковых его поверхностях возникают вследствие микроперемещений поверхностных слоев фундамента относительно грунта основания. Микроперемещения поверхностных слоев фундамента вызваны деформациями материала фундамента, возникающими в результате сжатия его нагрузкой от стен зданий и сооружений и реакций грунта основания.

Расчет щелевого фундамента глубокого заложения по критерию несущей способности грунта по [1–9] проводится по формуле  $N \leq N_A + 2F$ , где  $N$  – расчетная нагрузка, передаваемая на щелевой фундамент с учетом собственного веса фундамента (приблизленно) и определяемая на стадии проектирования зданий или сооружений,  $N_A$  – сила предельного сопротивления грунта по подошве фундамента площадью

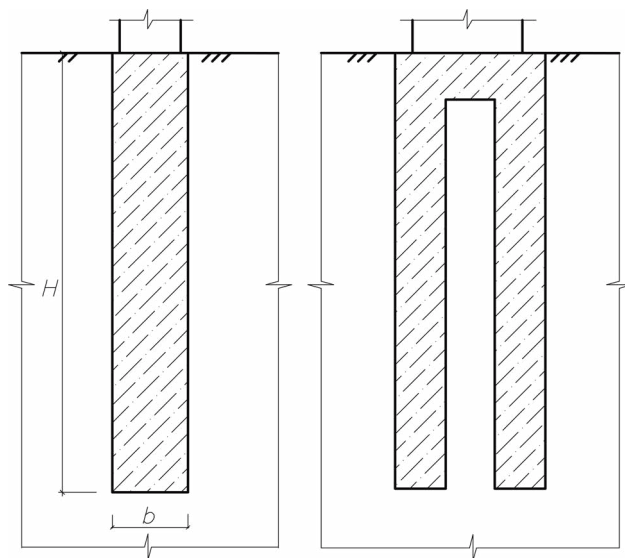


Рисунок 1 — Схемы одно- и двухщелевых фундаментов

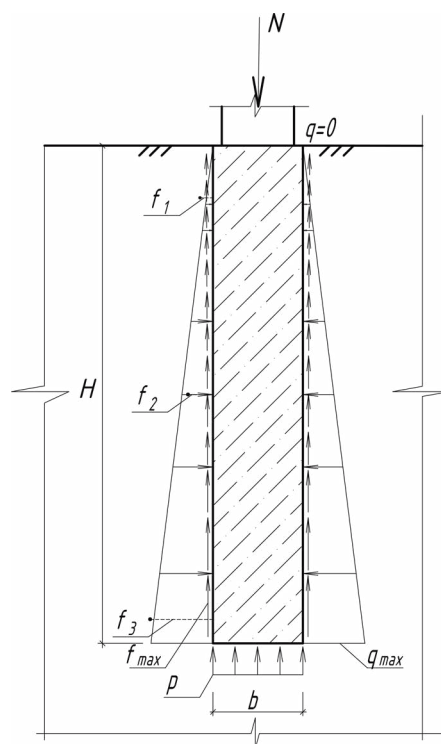
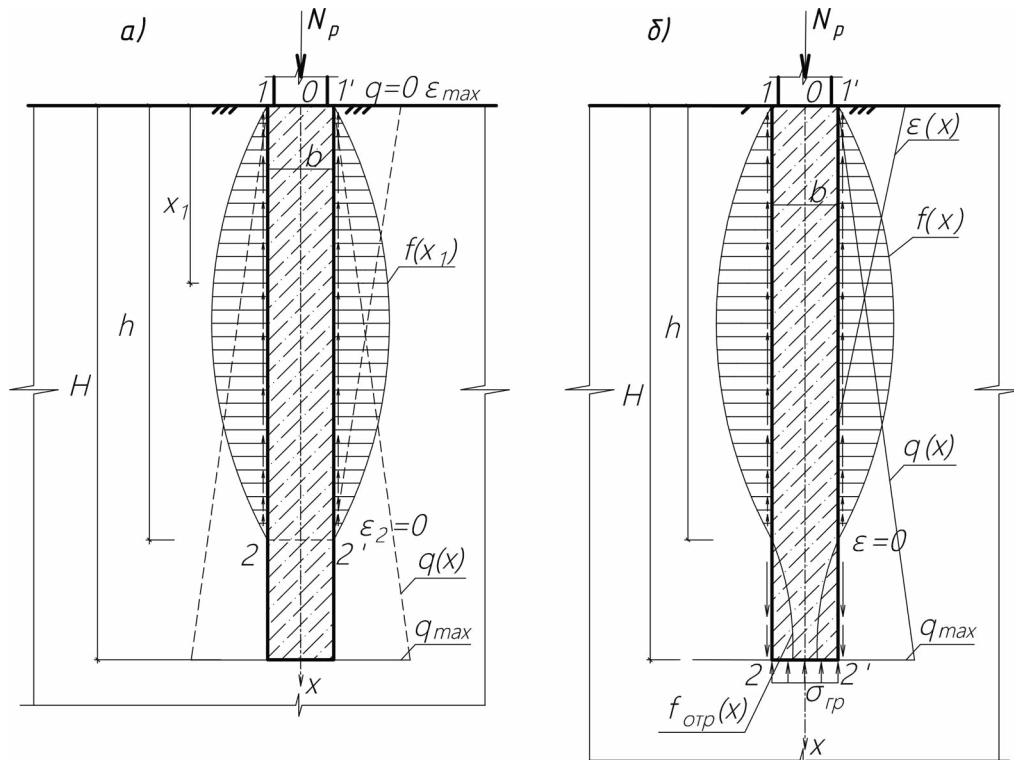


Рисунок 2 — Расчетная схема одностенчатого фундамента глубокого заложения в однослойном основании по существующим нормам

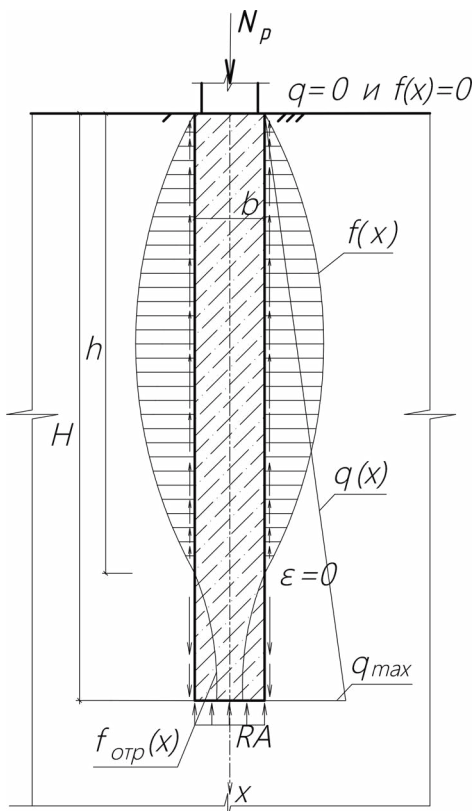
$A = l \cdot b$ , где  $l$  – расчетная длина фундамента,  $b$  – ширина фундамента (см. рис. 2),  $F$  – суммарная сила трения-сцепления на одной боковой поверхности одностенчатого щелевого фундамента, представленного на рис. 2.

Приведенную выше расчетную формулу одностенчатого фундамента  $N \leq N_A + 2F$  на длине фундамента  $l = 1$  м в соответствии с [3] можно представить в развернутом виде:

$$N \leq \gamma_{\phi} \left( \gamma_R R A + 2u \sum_{i=1}^n \gamma_f f_i h_i \right) \quad (1)$$



**Рисунок 3** — Работа фундамента в однослойном грунте основания: а – глубина заложения фундамента  $H$  ниже его рабочей части  $h$  (давление под подошвой фундамента от грунта, вызываемое нагрузкой  $N_p$ , отсутствует), б – глубина заложения фундамента ниже условного значения  $h$  (с учетом давления  $\sigma_{гр}$  от нагрузки  $N_p$ ),  $f(x)$  – сила трения-сцепления,  $q(x)$  – боковое давление грунта на фундамент,  $f_{отр}(x)$  – отрицательная сила трения-сцепления



**Рисунок 4** — Расчетная схема щелевого фундамента глубокого заложения при эффективной глубине  $H = H_{эф}$  заложения фундамента

где  $\gamma_{фr}, \gamma_{Rr}, \gamma_f$  – коэффициенты условия работы;  $R$  – расчетное сопротивление грунта основания при сжатии;  $A$  – площадь поперечного сечения фундамента;  $u$  – площадь боковой поверхности щелевого фундамента. В расчетах фундамента в виде участка длиной 1 м  $u = 1 \cdot H$ , где  $H$  – высота фундамента в грунте;  $f_i$  – усредненная сила трения-сцепления на высоте слоя грунта  $h_i$ , значение которой можно определить по [11]. В расчетах значения  $R$  и  $f_i$  определяются по таблицам 1 и 3 в [1], по которым с ростом глубины заложения фундамента и слоев грунта значения  $R$  и  $f_i$  возрастают (см. рис. 2). Так по [1] для глинистых грунтов при показателе текучести грунта 0,4 и глубине  $H = 5$  м принято  $R = 500$  кПа и при  $H = 10$  м  $R = 650$  кПа. Соответственно,  $f_1 = 29$  кПа и  $f_2 = 34$  кПа. Видно существенное увеличение значений  $R$  и  $f$  с ростом глубины заложения фундамента, что связано с увеличением давления грунта на подошву фундамента и на боковую поверхность фундамента грунта основания.

Представление о работе фундамента и значении сил трения-сцепления на поверхности тела фундамента в контакте с грунтом по рис. 2 объясняется смещением фундамента относительно грунта для использования существующего метода определения значения сил трения. Однако на стадии эксплуатации зданий допустить движение фундамента в грунте нельзя, поэтому приведенные сведения по работе и расчету фундамента здания требуют уточнений и соответствия требованиям безопасности эксплуатации по №384-ФЗ от 2009 г. «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений», что свидетельствует об актуальности проблемы, поднятой в статье.

Последние исследования работы висячих свай, в близких по условиям работы к щелевым фундаментам глубокого

заложения [12–21], показывают, что с ростом глубины силы трения-сцепления на поверхности свай сначала возрастают, а затем уменьшаются в связи с уменьшением деформаций материала сваи. Это связано с тем, что нагрузка от ростверка передается на верхний участок сваи, а ниже поверхности грунта нагрузка начинает восприниматься грунтом основания за счет сил трения-сцепления на поверхности сваи. На некоторой глубине сжимающее усилие сваи становится настолько малым, что деформации  $\epsilon$  материала сваи равны нулю и силы трения-сцепления на поверхности сваи ниже этой глубины исчезают, не смотря на возрастание нормальных сил  $q$  на поверхности сваи от окружающего свая грунта. Работа щелевых фундаментов глубокого заложения имеет определенное сходство с работой сваяч свай в грунте основания фундамента. В обоих несущих элементах на боковых поверхностях возникают силы трения-сцепления в контакте с грунтом основания.

Значение сил трения-сцепления, принятых по [1–9], на поверхности фундамента и одинаковую закономерность их изменения можно измерить методом, описанным в [11], однако, как уже отмечено выше, это не соответствует работе фундамента. Формул для определения сил трения-сцепления в состоянии покоя фундамента нет, но силы трения-сцепления существуют, и можно выявить существование и значение деформаций  $\epsilon$  материала фундамента в различных его точках на поверхности. Например, на стадии проектирования фундамента можно изготовить образцы фундамента высотой равной проектной глубине заложения и длиной 1 м путем бетонирования его в шурфе с утрамбовыванием грунта у стен образца. Для создания объемного напряженного состояния в образце фундамента, его торцы (края) в шурфе следует оградить стальными швеллерами, стянутыми шпильками, как будет показано ниже. Для измерения деформаций материала образца-фундамента можно использовать опыт подобных измерений в буронабивных сваях, описанный в работах [12–21]. Возможные расчетные схемы работы образца и самого фундамента по аналогии с [12–21] представлены на рис. 3.

С помощью испытаний тонкостенных стальных трубок и резиновых стержней в грунте без их «срывов» (движений) в лабораторных условиях авторами было установлено, что деформации в образцах от сжимающей нагрузки изменяются от  $\epsilon_{max}$  в верхней части до нуля в нижней части. На уровне поверхности грунта (см. рис. 3) деформация материала фундамента наибольшая  $\epsilon_{max}$ , но боковое давление  $q(x)$  на фундамент равно нулю ( $q = 0$ ), и поэтому сила трения-сцепления  $f_0 = 0$ . Ниже уровня поверхности грунта деформация материала фундамента  $\epsilon(x)$  уменьшается и доходит до нуля, а боковое давление определяется по формуле  $q(x) = \xi_0 \gamma x$ , где по [24]  $\gamma$  – объемный вес грунта,  $\xi_0 = \mu_0 / (1 - \mu_0)$ ,  $\mu_0$  – коэффициент относительной поперечной деформации грунта для глин и суглинков  $\mu_0 = 0,10 \div 0,15$ , для песков  $\mu_0 = 0,20 \div 0,25$ . В нижней половине фундамента могут иметь место два варианта работы щелевого фундамента, представленных на рис. 3. В варианте «а» нагрузка  $N_p$  полностью уравнивается силами трения-сцепления  $f(x)$ , и реакции грунта в подошве фундамента отсутствуют. Отсутствует и осадка фундамента за счет деформаций грунта. В варианте «б» используется вся несущая способность грунта

основания при  $\sigma_{zp} = R$ , где  $R$  – расчетное сопротивление грунта основания.

Предлагается глубину  $H$  заложения щелевого фундамента глубокого заложения считать эффективной, если выполняется условие  $(N_d - N_p) / N_d \cdot 100 \leq 5\%$  или  $\sigma_{zp} = R$ . Можно принять и другие количественные условия значения эффективности в зависимости от ответственности здания по безопасности его эксплуатации. Значение  $N_p$  определяется по результатам расчета здания или сооружения на стадии проектирования. При неэффективном использовании несущей способности грунта основания работа фундамента представлена на рис. 3 «а», где нагрузка от стены здания  $N_p$ , равная расчетному значению  $N_{pr}$ , полностью воспринимается грунтом основания в виде поверхностных сил трения-сцепления. Ниже сечения 2–2' материал фундамента не работает на восприятие нагрузки  $N_p$  и на подошве фундамента не возникает реакция от силы  $N_p$ . Такое устройство фундамента не может быть эффективным, т. к. не используется в полной мере несущая способность грунта основания. Этот вариант работы фундамента применяется для зданий, в которых осадки должны быть минимальны только за счет деформаций материала фундамента, которые неустраняемы. На рис. 3 «б» показана расчетная схема эффективного фундамента при значении  $\sigma_{zp}$  близком к расчетному сопротивлению грунта основания  $R_{zp}$ .

В варианте работы фундамента по рис. 3 «б» на подошву фундамента передается давление грунта, равное  $\sigma_{zp} bl$  от нагрузки  $N_p$ , которое не должно быть больше значения  $R_{zp} bl$ , где  $R_{zp}$  – расчетное сопротивление грунта основания, определяемое по табл. 1 [3].

Расчетную формулу для расчета щелевого фундамента (на длине 1 м) по несущей способности грунта основания по аналогии с сваяч сваями по [13, 14] в варианте работы фундамента по рис. 3 «б» и с учетом формулы (1) (без коэффициентов условий работы) можно записать в виде:

$$N_p \leq N_{np} = R_{gp} A + 2u \int_0^h f(x) dx - 2u \int_h^H f_{отр}(x) dx, \quad (2)$$

где  $N_p$  – расчетное значение нагрузки на фундамент от надфундаментной конструкции, включая (приблизительно) собственный вес фундамента, длиной  $l = 1$  м, определяемое на стадии проектирования;  $N_{np}$  – предельная нагрузка на фундамент по несущей способности грунта основания;  $R_{zp}$  – расчетное сопротивление грунта под подошвой фундамента;  $f(x)$  – поверхностная сила трения-сцепления, которая направлена вверх и зависит от деформации материала фундамента  $\epsilon(x)$  и бокового давления грунта на фундамент  $q(x)$ , а также от других факторов, учитываемых коэффициентом  $\varphi$ , определяемого по результатам испытаний образца-фундамента;  $f_{отр}(x)$  – отрицательная поверхностная сила трения-сцепления на нижней части фундамента, направленная вниз. Ее значение также определяется параметрами  $\epsilon(x)$ ,  $q(x)$  и  $\varphi$  в нижней части высоты фундамента.

При этом обязательно соблюдение условия  $\sigma_{zp} \leq R_{zp}$ , где  $\sigma_{zp}$  – напряжение в грунте основания под подошвой фундамента,  $R_{zp}$  – расчетное сопротивление грунта, определяемое СП 22.13330.2016.

Известно, что по [6] предусмотрено обязательное проведение испытаний опытного щелевого фундамента (п. 5,

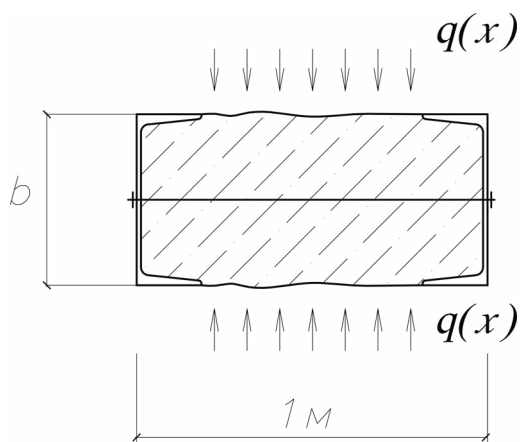


Рисунок 5 — Поперечное сечение образца-фундамента

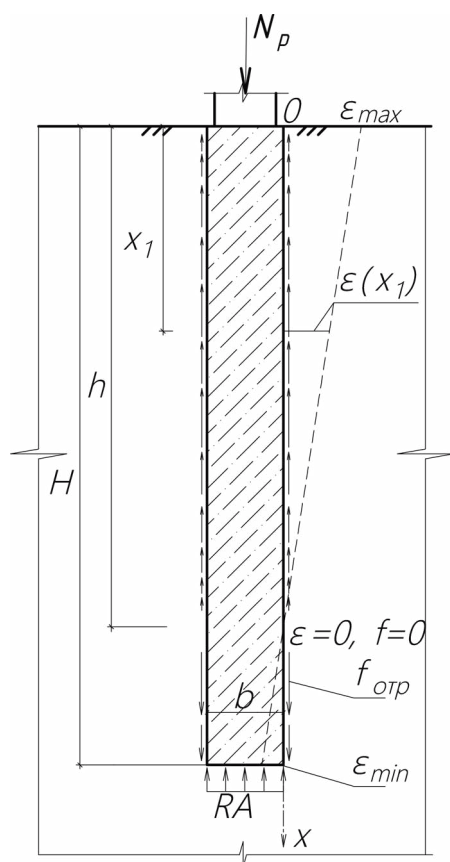


Рисунок 6 — Упрощенная расчетная схема работы фундамента глубокого заложения в однослойном грунте основания

4), поэтому испытание образца-фундамента не приводит к дополнительным расходам.

Учитывая непрерывное распределение деформаций материала фундамента  $\varepsilon(x)$  и бокового давления грунта  $q(x)$  по высоте фундамента, представим  $f(x)$  в виде:

$$f(x) = \varphi \varepsilon(x) q(x), \quad (3)$$

где  $\varphi$  – безразмерный коэффициент, определяемый для конкретного щелевого фундамента глубокого заложения из результатов испытаний образца фундамента, о чем будет описано ниже.

Экономически эффективная работа фундамента по (2) будет при условии:

$$N_{np} = N_p \quad (4)$$

Использование (4) при определении глубины заложения  $H$  будет показано на примерах. В месте пересечения фундамента с поверхностью грунта при  $x = 0$  имеем  $\varepsilon_{max} = N_p / (AE_b)$ , где  $E_b$  – модуль упругости бетона образца-фундамента. При  $x = 0$  имеем  $q = 0$ , следовательно, по (3)  $f_0 = 0$ . Функцию  $\varepsilon(x)$  можно подобрать методами математической статистики по результатам измерений деформации  $\varepsilon_i$  в нескольких точках по высоте образца-фундамента, например, по методу наименьших квадратов [25], при расчетном значении нагрузки  $N_p$ .

Рассмотрим вариант расчета щелевого фундамента глубокого заложения по формуле (2), в котором напряжение грунта под подошвой фундамента достигает значения расчетного сопротивления  $R$  или близкого к нему. В этом случае часть от общей нагрузки  $N_p$  на фундамент (длиной 1 м), равной  $RA$ , где  $A = b \cdot 1 \text{ м}^2$ , будет воспринята подошвой фундамента. Остальная часть нагрузки, равная  $(F_p - RA)$ , воспринимается силами трения-сцепления  $f_i$  на боковых поверхностях щелевого фундамента. Из этих условий распределения нагрузки определяется эффективность глубины заложения фундамента. На рис. 4 показана расчетная схема работы такого фундамента и условная эпюра сил трения-сцепления  $f$  (криволинейная) по боковым граням фундамента при расчетной нагрузке  $N_p = N_d$ , где  $N_d$  – несущая способность фундамента по несущей способности грунта основания. В нижней части фундамента учитываются отрицательные силы трения-сцепления  $f_{отр}$ , направленные вниз (рис. 4).

Отметим еще раз, что силы трения-сцепления  $f$  на поверхности фундамента в контакте с грунтом, находящимся в покое, образуются вследствие возникновения микроперемещений материала фундамента на его поверхности. Микроперемещения возникают при деформации материала фундамента от действия расчетной сжимающей силы  $N_p$ . Вид функции  $f(x)$  зависит от  $\varepsilon(x)$ , нормального давления грунта основания  $q(x) = \xi_0 \gamma x$  и от значения  $\varphi$ . Отрицательные силы трения-сцепления  $f_{отр}$  зависят от значений деформаций в нижней части фундамента, вызванных силой  $RA$  и от давления грунта  $q(x)$ .

Для определения значения  $\varphi$  необходимо провести испытания образца-фундамента длиной 1 м, устраиваемого в шурфе между двумя швеллерами высотой, равной ширине фундамента « $b$ » и стянутых между собой шпильками для создания объемного напряженного состояния в образце, подобного фундаменту, как показано на рис. 5. Высота образца-фундамента должна быть равна высоте фундамента  $H$ . Однако на предварительной стадии эффективная высота фундамента неизвестна, поэтому высоту образца фундамента назначают завышенной, чтобы выполнялось условие  $h < H$  по рис. 4, а также по технологическим возможностям его изготовления в грунте основания фундамента. В противном случае испытывают второй образец фундамента.

По результатам испытаний образца-фундамента при нагрузке  $N$  значительно (например, в два раза) меньше  $N_p$  находят значение  $h$  по схеме работы образца по рис. 3 «а» подбирают функцию  $\varepsilon(x)$  и при  $q(x) = \xi_0 \gamma x$  из формулы (2) с учетом отсутствия напряжения на подошве фундамента и  $N = 2u \int_0^h \varepsilon(x) q(x) \varphi dx$  находят значение  $\varphi$ .

Образец-фундамент нагружается статической возрастающей нагрузкой до значения  $N_p$  с измерением напряжения

(давления)  $\sigma_{zp}$  грунта под подошвой образца с помощью измерителей давления в грунтах [22], заложенных на дно шурфа. При давлении  $\sigma_{zp}$  грунта под подошвой образца-фундамента близком к значению расчетного сопротивления грунта  $R$  часть нагрузки, равная  $\sigma_{zp} A$ , будет восприниматься подошвой образца-фундамента. Другая часть нагрузки, равная  $(F_p - \sigma_{zp} A)$ , приходится на боковые поверхности фундамента. Из условия равновесия образца-фундамента длиной 1 м при значении нагрузки  $N = N_p$  и напряжении однородного грунта основания (однослойного)  $\sigma_{zp} \leq R$  имеем расчетную формулу:

$$F - \sigma_{zp} A = 2u\varphi\xi_0\gamma \int_0^h x\varepsilon(x)dx - 2u \int_h^H f_{отр}(x)dx, \quad (5)$$

Отрицательные силы трения-сцепления на поверхности фундамента в расчетах можно учитывать как показано в (2) и (5), а можно нижнюю часть фундамента на высоте равной  $H-h$  покрывать битумной мастикой и силами  $f_{отр}$  пренебрегать. Для этого предварительно можно изготовить бетонные блоки высотой  $(H-h)$  с выпуском арматуры для связи с основной частью фундамента, у которых стенки покрываются битумной мастикой. Блоки опускаются на дно траншеи. В этом случае вместо (5) будем иметь:

$$F - \sigma_{zp} A = 2u\varphi\xi_0\gamma \int_0^h x\varepsilon(x)dx, \quad (6)$$

Многослойный вариант грунтового основания требует отдельного рассмотрения.

На стадии эксперимента образца фундамента возможно измерить деформации материала фундамента, например, с помощью тензорезисторов [22, 23]. Сущность этого метода заключается в следующем: на поверхности фундамента в шурфе до его засыпки подготавливается поверхность бетона для наклеивания рабочих и компенсационных тензорезисторов с базой 50 мм и измерения в рабочих тензорезисторах омического сопротивления  $R_0$  до нагрузки и  $R_t$  после приложения нагрузки на фундамент. Относительную деформацию материала фундамента  $\varepsilon$  по [22] определяют по формуле  $\varepsilon = |R_t - R_0| / (\mu \cdot R_0)$ , где  $\mu$  – коэффициент тензочувствительности тензорезисторов. Возможны и другие способы, например, в процессе бетонирования образца-фундамента в бетон закладываются образцы из бетона с наклеенными тензорезисторами.

По результатам измерений  $\varepsilon_i$  в отдельных точках по глубине фундамента подбирают функцию  $\varepsilon(x)$  по высоте фундамента.

Изменение  $\varepsilon(x)$  по высоте образца-фундамента устанавливается по результатам измерения деформаций материала фундамента не менее чем в трех сечениях. На уровне пересечения фундамента с грунтом деформации материала фундамента можно вычислить (для контроля) и теоретически по формуле  $\varepsilon_{max} = N_p / (AE_b)$ , как отмечалось выше. Значение модуля упругости бетона образца-фундамента определяется неразрушающими методами [22]. В нижней части по подошве фундамента  $\varepsilon_{min} = R / E_b$ . Подобные измерения деформаций материала при статических испытаниях свай вертикальной вдавливающей нагрузкой и измерения

деформаций с помощью тензодатчиков на боковой поверхности свай описаны в [12, 15].

Предлагается в менее ответственных конструкциях упростить объем сложных испытаний и расчетов по (5), принимая функцию деформаций материала фундамента  $\varepsilon(x)$  в виде прямой, как показано на рис. 6.

Значение  $h$  определяется по результатам измерения деформаций бетона [22, 23] фундамента в одной точке на любой высоте в виде значения  $\varepsilon(x_1)$ , как показано на рис. 6 и проводится прямая через точки  $(0, \varepsilon_{max})$  и  $(x_1, \varepsilon(x_1))$ . Из рис. 6 видно, что  $\varepsilon_{max} / \varepsilon_{min} = h / (H-h)$ , где  $\varepsilon_{max}$  находят расчетом  $\varepsilon_{max} = N_p / (AE_b)$ , а  $\varepsilon_{min} = \varepsilon_{max} (H-h) / h$  (значение  $H$  неизвестно). Расчетное сопротивление грунта под подошвой фундамента  $R(H)$  зависит от глубины заложения фундамента. Используя значения  $R$ , приведенные в табл. 1 [1, 3], можно найти функциональную зависимость  $R$  от  $H$  для всех видов грунтов. Так для глинистого грунта при консистенции  $I_k = 0,4$  получена зависимость  $R$  от глубины заложения фундамента  $H$  (м) в виде  $R(H) = (59,9H + 213,5)$  кПа. Для песчаного грунта средней плотности и средней крупности зависимость  $R(H)$  будет в виде  $R(H) = (67,1H + 293,5)$  кПа. Такое же напряжение будет в бетоне подошвы фундамента.

Отсюда для глинистого грунта имеем:

$$\varepsilon(H) = \varepsilon_{min} = (59,9H + 213,5) \cdot 10^3 / E_b, \quad (7)$$

$\varepsilon_{min} = \varepsilon_{max} (H-h) / h$ , то с учетом (7) и формулы  $\varepsilon_{max} = N_p / (E_b A)$  можно найти значение  $H$  из уравнения  $(59,9H + 213,5) \cdot 10^3 / E_b = (N_p (H-h)) / (E_b Ah)$ .

Или после сокращения на  $E_b$  имеем:

$$(59,9H + 213,5) \cdot 10^3 = N_p (H-h) / Ah \quad (8)$$

Отсюда при известных значениях  $N_p$ ,  $A$  и  $h$  можно найти эффективную глубину заложения фундамента  $H$ , при которой напряжение  $\sigma$  под подошвой фундамента будет равно расчетному сопротивлению грунта  $R$ .

#### Пример 1.

Пусть условно известно:

вид грунта – глина, бетон класса В25,  $A = 0,5\text{ м}^2$ ,  $N_p = 8 \cdot 10^6$  Н,  $E_b = 2 \cdot 10^{10}$  Па,  $h$  зависит от значения  $N_p$  и размеров фундамента (определяется опытным путем).

Условно примем  $h = 10$  м.

$$(59,9H + 213,5) \cdot 10^3 = (8 \cdot 10^6 \cdot (H - 10)) / (0,5 \cdot 10)$$

Из полученного уравнения имеем  $H = 10,5$  м. Принимаем эффективную глубину заложения фундамента  $H_{эф} = 10,5$  м.

#### Пример 2.

Пусть условно известно:

вид грунта – глина, бетон класса В25,  $A = 0,5\text{ м}^2$ ,  $N_p = 10 \cdot 10^6$  Н,  $E_b = 2 \cdot 10^{10}$  Па,  $h$  зависит от значения  $N_p$  и размеров фундамента (определяется опытным путем).

Условно примем  $h = 20$  м.

$$(59,9H + 213,5) \cdot 10^3 = (10 \cdot 10^6 \cdot (H - 20)) / (0,5 \cdot 20)$$

Из полученного уравнения имеем  $H = 21,5$  м. Принимаем эффективную глубину заложения фундамента  $H_{эф} = 21,5$  м.

В соответствии с нормами [1] рекомендуется после расчетов фундамента на определение  $H_{эф}$  вновь провести испытания образца-фундамента при  $H = H_{эф}$  и определить его

несущую способность, но уже при известном значении  $H$ . При необходимости (при  $H \leq H_{эф}$ ) можно провести повторные испытания нового образца-фундамента.

1. Предложен новый более достоверный подход на основе микроперемещений материала сваи к работе щелевых фундаментов глубокого заложения в грунте основания без его движения (осадки) на стадии эксплуатации в нагруженном состоянии в отличие от существующего по нормам.
2. Разработан метод расчета щелевых фундаментов по критерию несущей способности грунта основания, который приводит к повышению надежности (безопасности эксплуатации) фундаментов и всей надфундаментной

конструкции в силу его соответствия реальной работе фундамента.

3. Предложен упрощенный метод расчета эффективной глубины заложения щелевого фундамента глубокого заложения для ускоренного определения приближенного значения глубины заложения фундамента.
4. Работа имеет практическое значение и рассчитана на дальнейшие практические исследования различных видов щелевых фундаментов и разработку новых нормативных документов по проектированию и устройству щелевых фундаментов глубокого заложения с учетом предложенных в статье методов расчета таких фундаментов.

### Литература

1. ТКП 45-5. 01-39-2006 (02250). Фундаменты щелевые. Правила проектирования и устройства. Введ. 2007-01-01. Минск : РУП «Стройтехнорм», 2007. - 36 с.
2. СП 50-101-2004. Свод правил. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. Введ. 2011-05-20. М.: ФГУП ЦПП, 2011. 70 с.
3. Рекомендации по проектированию и строительству щелевых фундаментов. М.: НИИОСП Госстроя СССР : Изд-во стандартов, 1982. - 53 с.
4. Уткин В. С., Борисова О. Л. Расчет надежности щелевого фундамента по критерию несущей способности грунта основания на стадии эксплуатации // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2017. № 6 (57). С. 7-17.
5. Иванов А. А. Оценка несущей способности оснований щелевых фундаментов на основе анализа напряженного состояния грунтового массива и экспериментальных данных : дис. канд. техн. наук : 05. 23. 02 : защищена 5. 12. 13: утв. 24. 04. 14 / Иванов Антон Андреевич. Волгоград, 2013. 164 с. Библиогр.: с. 151-161. 005541947.
6. Sorochan E. A., Shishkin V. Y., Kovalev V. A. Use of shallow slotted foundations // *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2011. Vol. 48, pp. 1.
7. Ставницер Л. Р., Бубис А. А., Сорочан Е. А. Учет сейсмических воздействий на фундаменты резервуаров // Сейсмостойкое строительство. Безопасность зданий и сооружений. 2016. № 6. С. 44-48.
8. Берлинов, М. В. Примеры расчета оснований и фундаментов / М. В. Берлинов, Б. А. Ягунов. М.: Стройиздат, 1986. 174 с.
9. Берлинов, М. В. Расчет оснований и фундаментов: учебное пособие для вузов / М. В. Берлинов, Б. А. Ягунов. СПб.: Лань, 2011. 267 с.
10. Уткин В. С., Борисова О. Л. Расчет надежности ленточного фундамента под продольной стеной здания на стадии эксплуатации // *Строительная механика и расчет сооружений*. 2016. № 5. С. 50-58.
11. Устройство для определения суммарной силы трения и сцепления по боковой поверхности подземной части монолитного фундамента: пат. 126332, РФ, МПК Е 02 D 1/00. Богомолов А. Н., Богомолова О. А., Иванов А.А.; заявитель и патентообладатель «Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет»; опубл. 27.03.2013.
12. Dai, G. L., Yu, Q. Y., Gong, W. M. Study of effective pile length based on winkler models // *Rock and Soil Mechanics*. 2012. Vol. 33, pp. 162-166.
13. Уткин В. С. Расчет несущей способности буронабивных сваях и подбор длины свай по коэффициенту запаса // *Транспортные сооружения*. 2017. Т. 4. № 2. С. 1-7.
14. Уткин В. С. Работа и расчет сваях в грунте основания и оптимизация устройства уширения // *Строительная механика и расчет сооружений*. 2017. № 5. С. 63-66.
15. Тер-Мартirosян З. Г., Вьет Ч. Т. Взаимодействие одиночной длинной сваи с двухслойным основанием с учетом сжимаемости ствола сваи // *Вестник МГСУ*. 2012. № 4. С. 28-34.
16. Уткин В. С. Работа сваях в грунте основания фундамента и определение длины сваи // *Строительная механика и расчет сооружений* // *Строительная механика и расчет сооружений*. 2017. № 4. С. 23-26.
17. Уткин В. С., Соболева Е.В. Деформационный метод расчета сваях по несущей способности грунта основания и технология устройства пробной буронабивной сваи // *Сборник докладов международной научно-практической конференции «Современные технологии фундаментостроения»*. 2017. С. 38-41.
18. Liang F. Y., Zhang H., Yang K. A variational solution for nonlinear response of laterally loaded piles with elasto-plastic winkler spring model // *Journal of Civil Engineering*. 2015. Vol. 19, pp. 74-80.
19. Liu J. L., Qiu R. D., Qiu M. B. Behaviors of shaft resistance and tip resistance of piles under different conditions and conceptualization and application of distribution of shaft resistance // *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*. 2014. Vol. 11, pp. 53-70.
20. Liu J. L., Qiu R. D., Qiu M. B. A layerwise summation method for settlement calculation of pile group based on the homogenized Mindlin stress // *China Civil Engineering Journal*. 2014. Vol. 38, pp. 118-127.
21. Yang P. Z., Zhou Y. T., Sun W. J. Improved algorithm for effective length of deformable pile in compound foundation // *Journal of Lanzhou University of Technology*. 2014. Pp. 120-123.
22. Землянский, А. А. Обследование и испытание зданий и сооружений: учебное пособие для вузов / А. А. Землянский. - М.: АСВ, 2001. - 240 с.
23. Способ измерения и мониторинга давления на бетонные и кирпичные несущие стены и фундаменты зданий и сооружений на заданном уровне на стадии их эксплуатации: пат. 2582495 РФ, МПК С01L1/18/. В. С. Уткин, Д. В. Тропина, Н. В. Горева; заявитель и патентообладатель Вологодский государственный университет; опубл. 27.04.2016. Бюл. № 12.
24. Цытович, Н. А. Механика грунтов (краткий курс): учебник для вузов / Н. А. Цытович. М.: Высшая школа, 1979. - 272 с.
25. Джонсон, Н., Лион, Ф. Статистика и планирование эксперимента в технике и науке. Методы обработки данных / Н. Джонсон, Ф. Лион. - М.: Мир, 1980. - 610 с.

Материалы хранятся по адресу:  
160000, г. Вологда, ул. Ленина, 15,  
Телефон: +7 (8172) 72-46-45  
e-mail: utkinvogtu@mail.ru



UTKIN V., D. Sc., professor, Vologda State University,  
KOREPINA I., undergraduate student, Vologda State University

## CALCULATION OF THE BEARING CAPACITY OF THE GROUND BASE FOR BARETTA AND DEFINITION OF THE EFFECTIVE DEPTH OF THE FOUNDATION

### Abstract

Deep-hole slotted foundations are relatively new constructive parts of buildings and structures. Slot-hole foundations are considered to be foundations of deep embedding, if the vertical loads on it are perceived not only by the soil in the base of the foundation, but also by friction-adhesion forces along its lateral surfaces. Improving the methods of their calculation increases the safety of their operation and is an actual problem. A new description of the operation of the foundation in the soil of the foundation is proposed on the basis of the occurrence of friction-adhesion

forces along its lateral surface as a result of microdisplacements (deformations) of the surface layers of the foundation material in the soil. On the basis of a new approach to the description of the operation of the slotted foundation of a deep foundation in the foundation soil, a calculation formula is given for the bearing capacity of the foundation soil and the formula for determining the effective foundation depth.

**Keywords:** load bearing capacity; friction-adhesion forces; estimated soil resistance; effective depth.

### References

- TKP 45-5. 01-39-2006 (02250). Fundamenty shhelevye. Pravila proektirovaniya i ustrojstva. Minsk. Strojtehnorm, 2007. (In Russian).
- Svod pravil SP 50-101-2004. Proektirovanie i ustrojstvo osnovanij i fundamentov zdanij i sooruzhenij. Moscow, FGUP CPP. 2011. (In Russian).
- Rekomendacii po proektirovaniju i stroitel'stvu shhelevyh fundamentov [Recommendations for the design and construction of slotted foundations]. Moscow. Standards publishing house, 1982. 53 p. (In Russian).
- Utkin V. S., Borisova O. L. Raschet nadezhnosti shhelevogo fundamenta po kriteriju nesushhej sposobnosti grunta osnovaniya na stadii jekspluatacii [Calculation of the reliability of the slit foundation according to the criterion of the bearing capacity of the foundation soil at the operation stage]. Stroitel'stvo unikal'nyh zdanij i sooruzhenij [Construction of Unique Buildings and Structures]. 2017. No. 6 (57), pp. 7-17. (In Russian).
- Ivanov A. A. Ocenka nesushhej sposobnosti osnovanij shhelevyh fundamentov na osnove analiza naprjazhennogo sostojaniya gruntovogo massiva i jeksperimental'nyh dannyh [Estimation of the bearing capacity of the bases of the slot foundation based on the analysis of the stress state of the soil mass and experimental data]. Dissertation No. 005541947. Volgograd. 2013. 164 p. (In Russian).
- Sorochan E. A., Shishkin V. Y., Kovalev V. A. Use of shallow slotted foundations // Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2011. Vol. 48, pp. 1.
- Stavnicher L. R., Bubis A. A., Sorochan E. A. Uchet sejsmicheskikh vozdejstvij na fundamenty rezervuarov [Accounting for seismic effects on reservoir foundations]. Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' zdanij i sooruzhenij [Earthquake engineering. Constructions safety]. 2016. No. 6, pp. 44-48. (In Russian).
- Berlinov M. V. Primery rascheta osnovanij i fundamentov [Examples of the calculation of bases and foundations]. Moscow. Strojizdat Publ., 1986. 174 p. (In Russian).
- Berlinov M. V. Raschet osnovanij i fundamentov: uchebnoe posobie dlja vuzov [Calculation of the grounds and foundations: a textbook for universities]. Saint Petersburg. Lan' Publ., 2011. 267 p. (In Russian).
- Utkin V. S., Borisova O. L. Raschet nadezhnosti lentochnogo fundamenta pod prodol'noj stenoi zdanija na stadii jekspluatacii [Calculation of the reliability of the tape foundation under the longitudinal wall of the building at the stage of operation]. Stroitel'naya mehanika i raschet sooruzhenij [Structural mechanics and calculation of structures]. 2016. No. 5, pp. 50-58. (In Russian).
- Bogomolov A. N., Bogomolova O. A., Ivanov A. A. Ustrojstvo dlja opredelenija summarnoj sily trenija i sčepeniya po bokovoj poverhnosti podzemnoj chasti monolitnogo fundamenta [Device for determining the total force of friction and adhesion along the lateral surface of the underground part of the monolithic basement]. Patent RF No. 126332. 2013. (In Russian).
- Dai, G. L., Yu, Q. Y., Gong, W. M. Study of effective pile length based on winkler models // Rock and Soil Mechanics. 2012. Vol. 33, pp. 162-166.
- Utkin V. S. Raschet nesushhej sposobnosti buronabivnyh visjachih svaj i podbor dliny svai po koeficientu zapasa [Calculation of bearing capacity of suspended bored piles and selection of pile length according to the safety factor]. Transportnye sooruzhenija [Transport facilities]. 2017. No. 2, pp. 1-7. (In Russian).
- Utkin V. S. Rabota i raschet visjachih buronabivnyh svaj v grunte osnovaniya i optimizacija ustrojstva ushirenija [Work and calculation of suspended bored piles in the foundation ground and optimization of the device broadening]. Stroitel'naya mehanika i raschet sooruzhenij [Structural mechanics and calculation of structures]. 2017. No. 5, pp. 63-66. (In Russian).
- Ter-Martirosjan Z. G., V'et Ch. T. Vzaimodejstvie odinochnoj dlinnoj svai s dvuhslonnyim osnovaniem s uchedom szhimaemosti stvola svai [The interaction of a single long pile with a two-layer base, taking into account the compressibility of the pile shaft]. Vestnik MGSU [Vestnik MGSU]. 2012. No. 4, pp. 28-34. (In Russian).
- Utkin V. S. Rabota visjachih svaj v grunte osnovaniya fundamenta i opredelenie dliny svai [The work of hanging piles in the soil of the foundation base and determining the length of the pile]. Stroitel'naya mehanika i raschet sooruzhenij [Structural mechanics and calculation of structures]. 2017. No. 4, pp. 23-26. (In Russian).
- Utkin V. S., Soboleva E. V. Deformacionnyj metod rascheta visjachih svaj po nesushhej sposobnosti grunta osnovaniya i tehnologija ustrojstva probnoj buronabivnoj svai [Deformation method of calculating the hanging piles of the bearing capacity of the soil base and the technology of the device test bored piles]. Sbornik dokladov mezhdunarodnoj nauchno-praktičeskoj konferencii «Sovremennye tehnologii fundamentostroenija» [Collection of reports of the international scientific-practical conference "Modern technologies of foundation engineering"]. 2017. Pp. 38-41. (In Russian).
- Liang F. Y., Zhang H., Yang K. Avariational solution for nonlinear response of laterally loaded piles with elasto-plastic winkler spring model // Journal of Civil Engineering. 2015. Vol. 19, pp. 74-80.

19. Liu J. L., Qiu R. D., Qiu M. B. Behaviors of shaft resistance and tip resistance of piles under different conditions and conceptualization and application of distribution of shaft resistance // *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*. 2014. Vol. 11, pp. 53-70.
20. Liu J. L., Qiu R. D., Qiu M. B. A layerwise summation method for settlement calculation of pile group based on the homogenized Mindlin stress // *China Civil Engineering Journal*. 2014. Vol. 38, pp. 118-127.
21. Yang P. Z., Zhou Y. T., Sun W. J. Improved algorithm for effective length of deformable pile in compound foundation // *Journal of Lanzhou University of Technology*. 2014. Pp. 120-123.
22. Zemljanskij A. A. Obsledovanie i ispytanie zdaniy i sooruzhenij : uchebnoe posobie dlja vuzov [Inspection and testing of buildings and structures: a textbook for universities]. Moskva. ACV Publ., 2001. 240 p. (In Russian).
23. Utkin V. S., Tropina D. V., Goreva N. V. Sposob izmerenija i monitoringa davlenija na betonnye i kirpichnye nesushhie steny i fundamenty zdaniy i sooruzhenij na zadannom urovne na stadii ih jekspluatatsii [Method of measuring and monitoring the pressure for concrete and masonry load-bearing walls and foundations of buildings and structures at the specified level at the stage of their operation]. Patent RF No. 2582495. 2016. (In Russian).
24. Cytovich N. A. Mehanika gruntov (kratkij kurs): uchebnik dlja vuzov [Soil mechanics (short course): a textbook for universities]. Moskva. Vysshaja shkola Publ. [High school Publ.], 1979. 272 p. (In Russian).
25. Dzhonson N., Lion F. Statistika i planirovanie jeksperimenta v tehnikе i nauke. Metody obrabotki dannyh [Statistics and experiment planning in engineering and science. Data processing methods]. Moskva. Mir Publ., 1980. 610 p. (In Russian).

**Для цитирования:** Уткин В.С., Корепина И.А. Расчет щелевых фундаментов по несущей способности грунта основания и его эффективная глубина заложения // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2018. № 6. С. 44-52.

**For citation:** Utkin V.S., Korepina I.A. Calculation of the bearing capacity of the ground base for baretta and definition of the effective depth of the foundation // *Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii* [Earthquake engineering. Constructions safety], 2018, no. 6, pp. 44-52. (In Russian).

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

### Текст:

- Объем статьи** не должен превышать **40 000** знаков.
- Количество авторов** статьи – не более 3-х.
- 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.
- Ключевые слова** к статье\* должны быть **на русском и английском языках**.
- Аннотация** к статье должна содержать 100–250 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.
- Обязательно наличие **библиографического списка** с ссылками по тексту на русском (ГОСТ Р7.0.5–2008) и английском языках (или латиницей по правилам Scopus).
- Обязательное приложение – **рекомендательное письмо** от организации, которую представляет автор, **рецензия** или **экспертное заключение** (для аспирантов или соискателей ученой степени кандидата наук).

### Иллюстрации:

- Рисунки** должны быть представлены в форматах файлов (под PC): **PDF, EPS, AI, CDR**;
- Фото** должны быть представлены для публикации в форматах файлов (под PC): **TIFF, JPG**;
- Разрешение** файлов – не менее **300 dpi**;
- Таблицы, схемы и диаграммы** должны быть встроены в статью и иметь связи (быть доступными для редактирования) с программой, в которой они созданы (**Excel, Corel Draw**);
- Обязательно наличие **подписей к иллюстрациям**, оформленных отдельным списком.
- Данные в таблицах** даются полностью **без сокращений**.
- Математические формулы и выражения** должны быть записаны в **Microsoft Word** или с помощью редактора **Microsoft Equation 3.0**.
- 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**



**А.А. МИНАСЯН**  
научный сотрудник

АО «НИЦ «Строительство» ЦНИИСК им. А.В. Кучеренко

УДК 624.05.18

## ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ И НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ, ПОДВЕРГШИХСЯ ЦИКЛИЧЕСКОМУ ЗАМОРАЖИВАНИЮ-ОТТАИВАНИЮ

При отсутствии консервации железобетонные плиты перекрытий в наибольшей степени подвергаются атмосферным воздействиям, оказывающим влияние на прочностные и деформационные характеристики бетона и несущую способность конструкций. Влияние природных условий на свойства бетона зависит от многих факторов, которые практически невозможно моделировать в ускоренных лабораторных условиях. Поэтому, общий подход к характеристике изменения несущей способности при коррозионных повреждениях железобетонных плит перекрытия в условиях циклического замораживания-оттаивания заключается в том, чтобы оценить основные возможные влияния природных условий на изменение несущей способности. В данной статье рассматриваются численные расчеты по определению несущей способности коррозионно-поврежденных железобетонных плит перекрытия.

Для точной оценки остаточного ресурса несущей способности перекрытий в условиях многолетнего циклического замораживания-оттаивания, были выбраны типичные схемы повреждения плит и выполнена серия испытаний коррозионно-поврежденных железобетонных плит.

Исследуется работа конструкций в неупругой стадии, а также с поэтапным увеличением нагрузки определяются прогибы, деформации и несущая способность плит в стадии трещинообразования. Приводится сопоставительный анализ результатов численных расчетов и природных испытаний плит.

**Ключевые слова:** схемы повреждения плит, несущая способность, максимальный разрушающий момент, прогибы, напряженно-деформированное состояние.


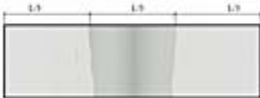


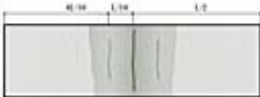
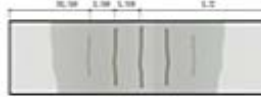
При остановке строительства зданий без консервации железобетонные плиты перекрытий в наибольшей степени подвергаются воздействию циклического замораживания-оттаивания в определенный период времени (10 лет), оказывающего влияние на прочностные и деформационные характеристики бетона и несущую способность конструкций.

Для определения остаточного ресурса была выполнена серия испытаний поврежденных железобетонных плит, подвергшихся многолетнему циклическому замораживанию-оттаиванию.

Программа проведения испытаний:

- выбор коррозионно-поврежденных железобетонных плит перекрытий, подвергшихся замораживанию-оттаиванию;
- систематизация схем коррозионно-поврежденных железобетонных плит перекрытий в зависимости от степени повреждения;
- испытание коррозионно-поврежденных железобетонных плит перекрытий;
- определение влияния разных схем повреждения на прогибы и несущую способность плит.

Таблица 1 — Схемы повреждения плит

Схема повреждений	Вид сверху			
	Вид снизу			
Характеристика повреждений	<p><b>Характеристика повреждений</b>  <b>Верхняя зона.</b> Разрыхление защитного слоя бетона поверхности глубиной до 5 мм в середине плиты на плане (а), до 10 мм (б) и до 15 мм (в).  <b>Нижняя зона.</b>                  а) Имеется трещина, шириной раскрытия <math>\delta \leq 0,1</math> мм; глубина и длина трещины соответственно <math>h \leq 10</math> мм и <math>l \leq 1,0</math>.                  б) Разрыхление защитного слоя бетона глубиной до 5 мм, имеются трещины шириной раскрытия <math>\delta \leq 0,3</math> мм, глубина и длина трещин соответственно <math>h \leq 20</math> мм и <math>l = 0,6 \div 1,4</math> м.                  в) Разрыхление защитного слоя бетона глубиной до 10 мм, имеются трещины шириной раскрытия <math>\delta \leq 1,0</math> мм, глубина и длина трещин соответственно <math>h \leq 35</math> мм и <math>l = 0,8 \div 1,6</math> м.                  Базовая плита не имеет повреждений. Размеры плит составляют: <math>L=6380</math> мм, <math>b=1800</math> мм и <math>h=220</math> мм.</p>			

Испытания проведены в соответствии с ГОСТ 8829-94 «Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости».

В результате натурных испытаний получены зависимости «момент–прогиб» и напряженно-деформационные состояния железобетонных плит [1, 2, 3]. Коррозионно-поврежденные железобетонные конструкции исследовались авторами [4-10] и др.

Для сопоставительного анализа в настоящей работе проводится численный расчет коррозионно-поврежденных плит, учитывающий трещинообразование в соответствии [11] с введением дополнительного условия в формулах (5) и (9).

**Прочностно-деформационные характеристика бетона** определены сверху и снизу по протяженности плиты фактическими замерах с выполнением лабораторных испытаний. Класс бетона в соответствии с прочностью установлен с обеспеченностью 0,95. Остальные параметры – поврежденные участки конструкций плит, толщина защитного слоя бетона, трещины и их размеры – ширина раскрытия, длина, глубина определены измерениями в натурных условиях стандартным методом [3,12].

Расчетные значения прочностных и деформационных характеристик зоны сжатия и растяжения определены [3,12,13].

Схемы повреждений железобетонных плит перекрытий приведены в таблице 1. (Затемненные площади конструкций подвергались интенсивным климатическим воздействиям).

Расчет железобетонных плит с учетом повреждений в виде коррозии арматуры и трещин в растянутой зоне конструкций был проведен методом конечных элементов на программном комплексе «SCADOffice». Расчетная схема представляет собой плиту, смоделированную конечными элементами типа 36 (изопериметрический конечный

элемент) шарнирно-оперную по двум сторонам. Трещины моделируются путем разрезания объемных элементов в соответствии с размерами трещин (ширина, глубина раскрытия, длина и т.д.). Нагрузки были приложены в соответствии с этапами ранее выполненных испытаний [1, 2]. Расчет выполнен для второй схемы повреждения в соответствии с систематизацией коррозионно-поврежденных плит (табл. 1).

Прочностные и деформационные характеристики коррозионно-поврежденного бетона в зонах сжатия и растяжения определены по [11]. Коэффициенты  $\lambda_x, \lambda_y$ , учитывающие работу арматуры на срез между трещинами, применялись в соответствии с работой Н.И. Карпенко [11]. Коэффициенты В.И. Мурашева  $\psi_{bx}, \psi_{sx}$  определены опытно-теоретическим путем при испытании плит. Поправочные коэффициенты принимались в соответствии СП 63.13330.2012. Расчет плит проведен для нескольких стадий деформирования и образования трещин.

**Упругая стадия.**

Максимальный изгибающий момент  $M_{max}$  меньше предельного значения момента, вызывающего трещинообразование.

$$M_{max} < M_{ult}, \tag{1}$$

где  $M_{ult}$  – момент трещинообразования полосы плиты шириной  $h=1$ М.

В этой стадии растягивающее напряжение крайнего волокна плиты зоны растяжения меньше нормального сопротивления бетона растяжению:

$$\sigma_{bt} < R_{bt} \tag{2}$$

где  $\sigma_{bt}$  – растягивающее напряжение крайнего волокна. Для упругой стадии без трещин принимались:

$$\begin{aligned} B_{13} = B_{23} = 0; \quad B_{11} = B_{22} = 1/D; \\ B_{12} = -v/D; \quad B_{33} = 2(1-v)D, \end{aligned} \tag{3}$$

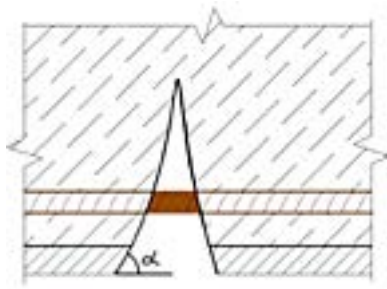


Рисунок 1 — Схема трещины

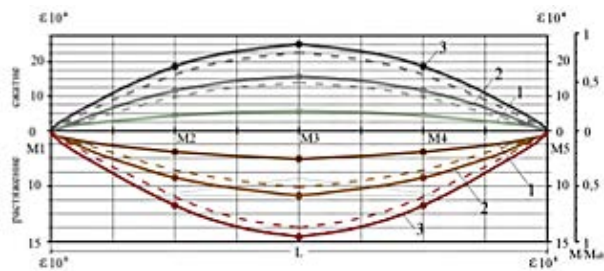


Рисунок 2 — График «M/M<sub>max</sub> – ε» в зоне растяжения и сжатия плиты при нагрузках 1 – 9,50; 2-12,50; 3 – 17,50 кН/м<sup>2</sup>

где  $V_{ij}$  ( $i, j = 1, 2, 3$ );  $D = E_{bt} \cdot I_{red}$ ;  
 $\nu$  – коэффициент Пуассона, равный 0,15.  
 $D$  – характеристики жесткости.

### Стадия развития неупругих деформаций.

В этой стадии максимальный изгибающий момент приближается к предельному моменту, вызывающему разрушение, а растягивающее напряжение  $\sigma_r$ . В данной стадии принимается следующее неравенство:

$$0,5 M_{ult} < M_{max} \leq M_{ult};$$

$$\sigma_{bt} \leq R_{bt}.$$

Для этой стадии характерно постепенное падение жесткости за счет развития неупругих деформаций растянутой зоны бетона. В расчетах использовались скорректированные выражения (3), где цилиндрическая жесткость  $D$  заменялась значением жесткости  $D_1$ , представленной в виде:

$$D_1 = D \left( 1 - \frac{M_{max} - 0,5 M_{ult}}{2,5 M_{ult}} \right).$$

При достижении максимального изгибающего момента  $M_{max} = M_{ult}$ , цилиндрическая жесткость  $D_1 < D$ , что приводит к изменению главной жесткости (балочной), в связи с разви-

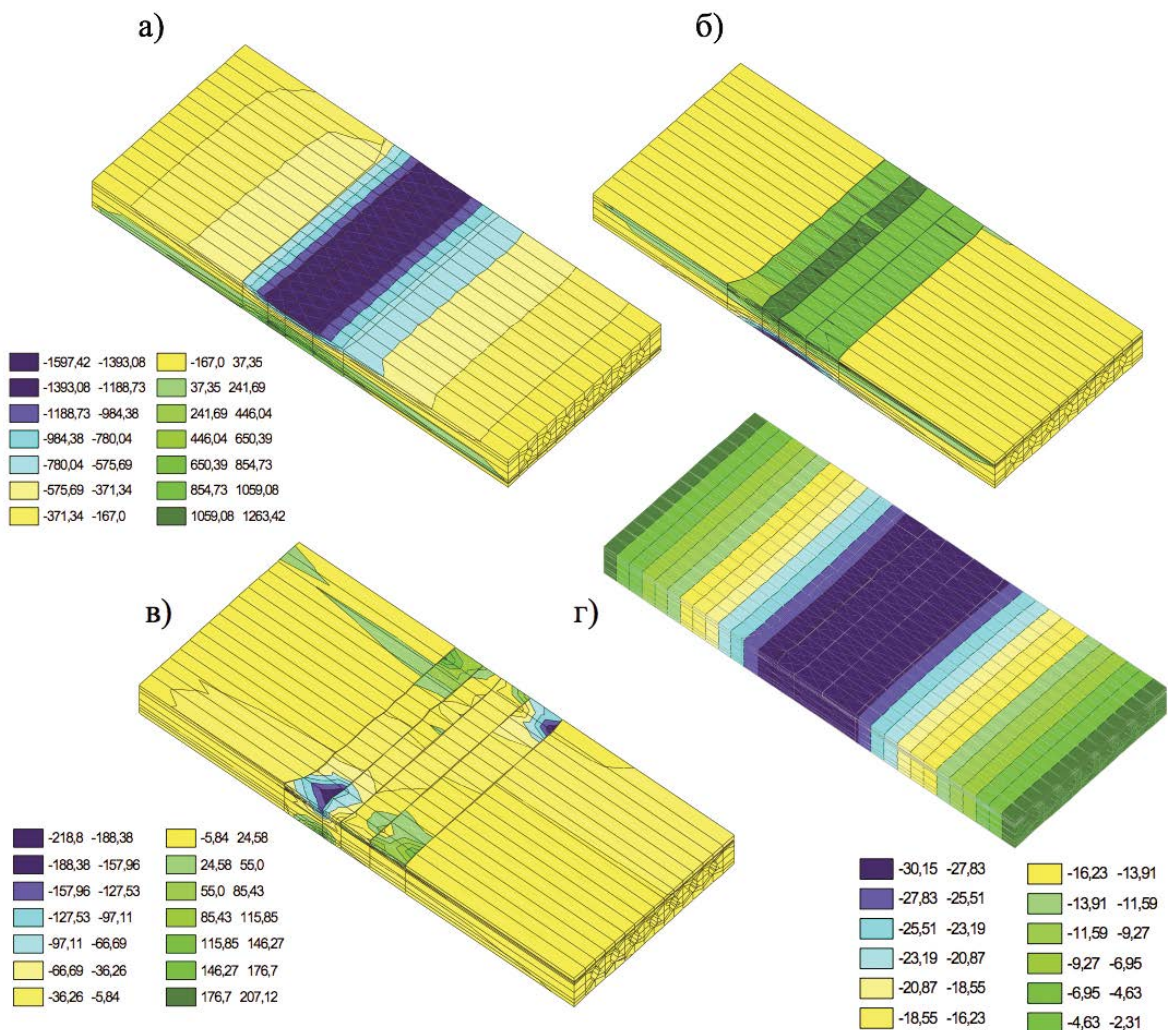


Рисунок 3 — Отображение изополей напряжений (10кН/м<sup>2</sup>) верхней зоны:

(а) –  $\sigma_x$ ; нижней зоны: (б) –  $\sigma_x$ ; (в) –  $\gamma_{xy}$  (10кН/м<sup>2</sup>); (г) – деформаций в вертикальном направлении Z (мм)

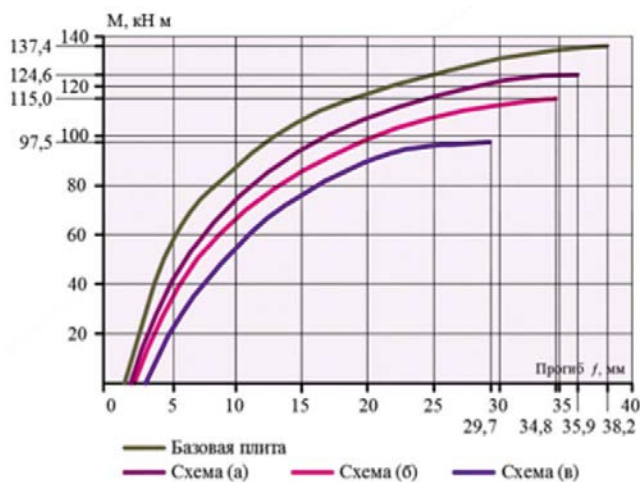


Рисунок 4 — График зависимости момента от прогиба «M-f».

тием неупругих деформаций и образованием микротрещин в растянутой зоне. Аналогичное изменение балочной жесткости имеется в рекомендации СП 63.13330.2012.

**Стадия трещинообразования.**

Условие появления одной трещины в нижней зоне по линии ее образования характеризуется двумя неравенствами: для стадии с трещинами выражения (1) зависят от числа трещин, проходящих через точку плиты [3]. Первоначально рассмотрим описание схемы деформирования в точке с одной трещиной. Переход из 2-й в 3-ю стадию с одной трещиной в точках нижней зоны характеризуется выполнением двух неравенств:

$$M_{max} > M_{ult}; \tag{6}$$

$$M_{min} \leq M_{ult}. \tag{7}$$

Если нарушается (7) и выполняется (6), образуются две трещины.

Соблюдение условий (6) и (7) указывает на образование трещины по площадке  $M_{max}$ ; угол наклона ее к оси x определится из формул:

$$ctg \alpha = \frac{M_{max} - M_x}{M_{xy}}, \quad tg \alpha = \frac{M_{min} - M_y}{M_{xy}}. \tag{8}$$

При наличии одной трещины вместо условий (7) и (8) проверяется неравенство:

$$M_T = M_x \cos^2 \alpha + M_y \sin^2 \alpha - 2M_{xy} \sin \alpha \cos \alpha < M_{ult} \tag{9}$$

При дальнейшем нагружении если  $M_{max} > M_{ult}$ , то образуются новые трещины.

Если эти условия выполняются, в нижней зоне имеют место две трещины, а в дальнейшем увеличение нагрузки приводит к интенсивному трещинообразованию.

При  $P = 17,0-17,50 \text{ кН/м}^2$ , как в экспериментах, так и в теоретических расчетах получается полное разрушение плиты. Схема трещины показана на рис. 1. График « $M/M_{max} - \epsilon$ » выполненных теоретических расчетов с сопоставлением с результатами натуральных испытаний плит приведен на рис. 2.

На рис. 3 приведены напряженно-деформационные состояния верхней и нижней зоны плиты (схема повреждений (в)), а также деформации в вертикальном направлении. При этом разрушающий момент данной плит составляет 97,5кНм.

На рис. 4 приведены графики «момент-прогиб» при поэтапном нагружении плит по разным схемам повреждений (таблица 1, схемы а, б, в). При нагружении базовой плиты первые трещины в нижней зоне конструкций появляются в интервале  $M = 115,0-120,0 \text{ кНм}$ . При этом максимальный изгибающий момент составляет  $M_{max} = 134,4 \text{ кНм}$ .

Трещины в нижней зоне конструкций плиты по схеме (а) начинают развиваться при  $M = 95,5 \text{ кНм}$ , при этом прогиб составляет 15,5 мм. При  $M = 100,5 \text{ кНм}$  в нижней зоне начинается интенсивное трещинообразование. При достижении  $M = 115,0 \text{ кНм}$  происходит интенсивное увеличение прогиба и разрушение конструкций происходит при  $M_{max} = 124,6 \text{ кНм}$ . По схемам повреждений (б) и (в) интенсивное трещинообразование происходит при  $M = 101,0 \text{ кНм}$  и  $M = 82,0 \text{ кНм}$  соответственно. При этом с увеличением площади повреждения количество и частота трещин увеличиваются. Разрушение конструкций происходит при  $M_{max} = 115,0 \text{ кНм}$  для схемы (б) и  $M_{max} = 97,5 \text{ кНм}$  для (в).

**Выводы**

На основании выполненных теоретических расчетов и натуральных испытаний можно сделать следующие выводы:

- с появлением трещин несущая способность уменьшается, а прогибы в центральном сечении увеличиваются;
- несущая способность коррозионно-поврежденных плит схемы (а), (б) и (в) относительно базовой плиты снижается на 9,30%; 16,3% и 29,0% соответственно;
- интенсивное трещинообразование происходит при  $M=127,0 \text{ кНм}$ , прогиб 26,0 мм для базовой плиты. Для плит, имеющих схемы повреждения (а), (б) и (в), интенсивное трещинообразование происходит при прогибах 24,5 мм, 20,5 мм и 17,5 мм соответственно;
- перед началом трещинообразования напряженно-деформированное состояние и прогибы плит по теоретическим расчетам совпадают с экспериментальными данными;
- в стадии трещинообразования экспериментальные значения прогибов больше в 1,15-1,2 раза относительно теоретических величин.

**Литература**

1. Минасян А.А., Шуклина М.Л., Бояджян А.Ш. Прочность, деформативность и устойчивость поврежденных плит при статических и динамических нагрузках. Теория и практика расчета зданий, сооружений и элементов конструкций. Аналитические и численные методы. III Международная научно-практическая конференция. Сборник трудов. МГСУ. 2010. С. 231-240.  
 2. Пономарев О.И., Минасян А.А. Учет повреждений железобетонных конструкций реконструируемых зданий. Вестник 2, ч.1. Москва, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. 2010. С. 106-113.  
 3. Минасян А.А. Несущая способность коррозионно-поврежденных железобетонных плит перекрытия по результатам натуральных испытаний // Строительная механика и расчет сооружений. 2018. №6. С. 19-25.  
 4. Бондаренко В.М., Ключева Н.В. К расчету сооружений, меняющих расчетную схему

вследствие коррозионных повреждений// Известия вузов. Серия «Строительство». 2008. №1. С. 4-12.

5. Бондаренко В.М. Феноменология кинетики повреждений бетона железобетонных конструкций, эксплуатирующийся в агрессивной среде// Бетон и железобетон. 2008. №2. С. 25-28.

6. Бондаренко В.М. Коррозионные повреждения как причина лавинного разрушения железобетонных конструкций // Строительная механика и расчет сооружений. 2009. №5. С. 13-17.

7. Бондаренко В.М., Колчунов В.И. Концепция и направления развития теории конструктивной безопасности зданий и сооружений

при силовых и средовых воздействиях// Промышленное и гражданское строительство. 2013. №12. С. 51-55.

8. Розенталь Н.К. Проблемы коррозионного повреждения бетона// Бетон и железобетон. 2007. №6. С. 29-31

9. Попеско А.И. Работоспособность железобетонных конструкций, подверженных коррозии /СПб гос. архит.- строит. ун-т. СПб, 1996. 182 с.

10. Вербицкий Г.П., Шаповалова В.Я., Сарамидзе О.А. Расчет допускаемой ширины раскрытия трещин в конструкциях, эксплуатируемых в агрессивных средах// Бетон и железобетон. 1990. №3. С. 15-17.

11. Карпенко Н.И. О работе железобетонных плит с трещинами. Труды VI Всесоюзной конференции по бетону и железобетону. Сборник НТО №1. Стройиздат, 1966.

12. ГОСТ Р 53778-2010 «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния». М. 2014.

13. СП 63.13330.2012. Свод правил. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003.

Материалы хранятся по адресу:  
109428, г. Москва, ул. 2-я Институтская, б.  
АО «НИЦ «Строительство» ЦНИИСК  
им. В.А. Кучеренко

**MINASYAN A., Research officer, JSC Research Center of Construction, Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V. A. Kucherenko**

## **DETERMINATION OF BEARING CAPACITY AND STRESS-DEFORMATION STATE OF PREFABRICATED REINFORCED CONCRETE SLAB AFTER INFLUENCE OF FREEZE-THAW CYCLES**

### **Abstract**

*In the absence of conservation, reinforced concrete slabs are most exposed to atmospheric influences, affecting the strength and deformation characteristics of concrete and bearing capacity of structures. The impact of field conditions on the properties of concrete depends on many factors that are almost impossible to simulate in accelerated laboratory conditions. Therefore, the General approach to the characteristic of the change of the bearing capacity at corrosion damages of reinforced concrete slabs in the conditions of cyclic freezing-thawing, is to assess the main all possible effects of natural conditions on the change of the bearing capacity.*

*This article discusses the numerical calculations to determine the bearing capacity of corrosion-damaged concrete slabs.*

*For an accurate assessment of the residual life of the bearing capacity of the floors in the conditions of long-term cyclic freezing-thawing, were selected typical schemes of damage to the plates and performed a series of tests of corrosion-damaged concrete slabs.*

*The work of structures in the inelastic stage, as well as the gradual increase in the load, defined deflections, deformations and bearing capacity of the plates in the stages of cracking. The comparative analysis of results of numerical calculations and full-scale tests of plates is given.*

**Keywords:** schemes of plate damage, bearing capacity, maximum breaking moment, deflections, stress-strain state.

### **References**

1. Minasyan A.A., Shuklina M.L., Boyadzhyan A.S.H. Prochnost', deformativnost' i ustoychivost' povrezhdennykh plit pri staticheskikh i dinamicheskikh nagruzkakh [Strength, deformability and stability of damaged plates under static and dynamic loads]. Teoriya i praktika rascheta zdaniy, sooruzheniy i elementov konstruktsiy. Analiticheskiye i chislennyye metody. III Mezhdunarodnaya nauchno-prakticheskaya konferentsiya. Sbornik trudov. MGSU. 2010. Pp. 231-240. (In Russian).

2. Ponomarev O.I., Minasyan A.A. Uchet povrezhdeniy zhelezobetonnykh konstruktsiy rekonstruiruyemykh zdaniy [Accounting of damages of reinforced concrete structures of reconstructed buildings]. Vestnik 2, ch.1. Moskva, TSNIISK im. V.A. Kucherenko. 2010. Pp. 106-113. (In Russian).

3. Minasyan A.A. Nesushchaya sposobnost' korrozionno-povrezhdennykh zhelezobetonnykh plit perekrytiya po rezul'tatam naturnykh ispy-

taniy [Carrying capacity of corrosive damaged reinforced concrete plates by results of natural tests] // Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzheniy. 2018. №6. Pp. 19-25. (In Russian).

4. Bondarenko V.M., Klyuyeva N.V. K raschetu sooruzheniy, menyayushchikh raschetnyuyu skhemu vsledstviye korrozionnykh povrezhdeniy [To the calculation of structures that change the design scheme due to corrosion damage] // Izvestiya vuzov. Seriya «Stroitel'stvo». 2008. №1. Pp. 4-12. (In Russian).

5. Bondarenko V.M. Fenomenologiya kinetiki povrezhdeniy betona zhelezobetonnykh konstruktsiy, ekspluatiruyushchiysya v agressivnoy srede [Phenomenology of damage kinetics of concrete of reinforced concrete structures operating in aggressive environment]// Beton i zhelezobeton. 2008. №2. Pp. 25-28. (In Russian).

6. Bondarenko V.M. Korroziynnye povrezhdeniya kak prichina lavinnogo razrusheniya zhelezobetonnykh konstruktsiy [Corrosion

damage as a cause of avalanche destruction of reinforced concrete structures]// Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzheniy. 2009. №5. Pp. 13-17. (In Russian).

7. Bondarenko V.M., Kolchunov V.I. Kontseptsiya i napravleniya razvitiya teorii konstruktivnoy bezopasnosti zdaniy i sooruzheniy pri silovykh i sredovykh vozdeystviyakh [Concept and directions of development of the theory of structural safety of buildings and structures under power and environmental influences]// Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo. 2013. №12. Pp. 51-55. (In Russian).

8. Rozental' N.K. Problemy korroziynogo povrezhdeniya betona [Problems of concrete corrosion damage] // Beton i zhelezobeton. 2007. №6. Pp. 29-31 (In Russian).

9. Popesko A.I. Rabotosposobnost' zhelezobetonnykh konstruktsiy, podverzhennykh korrozii [Performance of reinforced concrete structures exposed to corrosion] //SPb gos. arkhит.- stroit.

un-t. SPb, 1996. 182 p. (In Russian).

10. Verbitskiy G.P., Shapovalova V.YA., Saramidze O.A. Raschet dopuskayemy shiriny raskrytiya treshchin v konstruktsiyakh, ekspluatiruyemykh v agressivnykh sredakh [Calculation of allowable crack opening width in structures operated in corrosive environments] // Beton i zhelezobeton. 1990.№3.Pp.

15-17. (In Russian).

11. Karpenko N.I. O rabote zhelezobetonnykh plit s treshchinami [About work of reinforced concrete plates with cracks]. Trudy VI Vsesoyuznoy konferentsii po betonu i zhelezobetonu. Sbornik NTO №1. Stroyizdat, 1966. (In Russian).

12. GOST R 53778-2010 «Zdaniya i sooruzheniya. Pravila obsledovaniya i monitoringa

tekhnicheskogo sostoyaniya». [Buildings and structures. Rules of inspection and monitoring of technical condition]. M. 2014. (In Russian).

13. SP 63.13330.2012. Svod pravil. Betonnyye i zhelezobetonnyye konstruksii. Osnovnyye polozheniya [Set of rules. Concrete and reinforced concrete structures]. Aktualizirovannaya redaktsiya SNiP 52-01-2003. (In Russian).

**Для цитирования:** Минасян А. А. Определение несущей способности и напряженно-деформационного состояния сборных железобетонных плит перекрытий, подвергшихся циклическому замораживанию-оттаиванию//Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2018. № 6. С. 53-58.

**For citation:** Minasyan A.A. Determination of bearing capacity and stress-deformation state of prefabricated reinforced concrete slab after influence of freeze-thaw cycles // *Seismostoitkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii* [Earthquake engineering. Constructions safety], 2018, no. 6, pp. 53-58. (In Russian).



## АКТУАЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ И ОПЫТ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ

16:00

31 января 2019 г.

В конференц-зале НИИЖБ им. А.А. Гвоздева состоится расширенное заседание  
НТС ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко

Подробную информацию можно получить по телефонам  
8(499)174-70-65, 8(968)595-44-51  
Nat-7@yandex.ru



Мы рады представить отзыв на цикл монографий А.Г. Тяпина, выдвигаемый на Конкурс на медали и дипломы Российской академии архитектуры и строительных наук (РААСН) за 2018 год.

А.Г. Тяпин – постоянный автор журнала «Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений», один из наиболее авторитетных специалистов в своей области, доктор технических наук. Многие материалы, вошедшие в монографии, впервые были опубликованы в разные годы на страницах журнала. Болеем за труд Александра Георгиевича и желаем победы в конкурсе!

## ОТЗЫВ на цикл монографий А.Г. Тяпина

Цикл монографий, посвященных проблеме взаимодействия ответственных зданий и сооружений АЭС с грунтовым основанием при сейсмических воздействиях, написан признанным экспертом в указанной области – доктором технических наук, главным специалистом АО «АТОМЭНЕРГОПРОЕКТ» Александром Георгиевичем Тяпиным.

**Первая монография из рассматриваемого цикла – «Расчет сооружений на сейсмические воздействия с учетом взаимодействия с грунтовым основанием». Научное издание. М.: Издательство АСВ, (первое издание – 2013, второе издание – 2016). 392 с.**

В данной монографии А.Г. Тяпин вводит читателя в курс весьма сложной проблемы – проблемы взаимодействия зданий и сооружений с грунтовым основанием (в английской терминологии – Soil-Structure Interaction, сокращенно SSI).

Отечественная и зарубежная нормативная документация уделяет данной проблематике особое внимание, поскольку от адекватности расчетов сейсмостойкости ответственных зданий и сооружений АЭС, а также размещаемого в них оборудования, зависит ядерная и радиационная безопасность указанных объектов.

На основе глубокого теоретического знания рассматриваемой проблемы и многолетней собственной расчетной практики, автор последовательно излагает основные этапы решения проблемы SSI.

Привлекает форма изложения, выбранная автором, которая позволяет ему преподнести достаточно сложный для понимания материал в весьма доступной форме.

Рассматриваемая монография уже вызвала значительный интерес не только специалистов проектных организаций, занимающихся расчетами ответственных зданий и сооружений АЭС, но и более широкого круга инженеров-расчетчиков, занятых в сфере проектирования жилых и производственных зданий и сооружений. Нет сомнения, что данная монография полезна также аспирантам и студентам, обучающимся по соответствующей тематике.

**Вторая монография – «Учет взаимодействия сооружений с основанием при расчетах на сейсмические воздействия. Руководство по расчетам». Научное издание – М.: Издательств АСВ, 2015. 208 с.**

Данная монография А.Г. Тяпина представляет собой подробное руководство по выполнению расчетов взаимодействия зданий и сооружений с грунтовым основанием при сейсмических воздействиях.

На основе собственной многолетней расчетной практики и с учетом требований отечественной и зарубежной нормативной документации автор систематизирует приемы расчетов последовательных этапов указанной проблемы. Указывается на важность анализа получаемых промежуточных результатов.



Дополнительную ценность данной монографии придает то, что расчеты, выполненные автором по изложенным методикам, были проэкспертированы и одобрены зарубежными заказчиками при проектировании российских АЭС в различных странах мира.

Рассматриваемая монография уже стала настольной книгой у многих специалистов проектных организаций госкорпорации «Росатом», занимающихся расчетами ответственных зданий и сооружений АЭС при сейсмических воздействиях. Данная монография, несомненно, полезна и для инженеров-расчетчиков других организаций, которые связаны с обоснованием сейсмостойкости при проектировании зданий и сооружений иного назначения.

**Третья монография – «Платформенные модели в задачах учета взаимодействия сооружений с основанием при расчетах на сейсмические воздействия. Руководство по расчетам». М.: Издательств АСВ, 2014. 136 с.**

В данной монографии А.Г. Тяпин систематизирует подходы к учету взаимодействия зданий и сооружений с грунтовым основанием на основе платформенных моделей.

Показывается, как применяемые методы укладываются в общую схему, а также анализируются ограничения различных платформенных моделей и их влияние на результаты расчетов.

Две последние части монографии посвящены расчетам взаимодействия в нелинейной постановке, что является перспективным направлением в изучаемой области.

Рассматриваемая монография весьма полезна специалистам проектных организаций, выполняющим расчеты сейсмостойкости зданий и сооружений различного назначения, а также преподавателям, аспирантам и студентам, специализирующимся в области расчета взаимодействия зданий и сооружений с грунтовым основанием.

**Четвертая монография – «Современные нормативные подходы к расчету ответственных сооружений на сейсмические воздействия». Научное издание. М.: Издательств АСВ, 2018. 518 с.**

Данная монография А.Г. Тяпина посвящена сравнительному анализу требований новой версии стандарта Амери-

канского Общества Инженеров-Строителей (ASCE) – ASCE4-16 (и связанного с ним стандарта ASCE43-05) с требованиями старой версии стандарта – ASCE4-98.

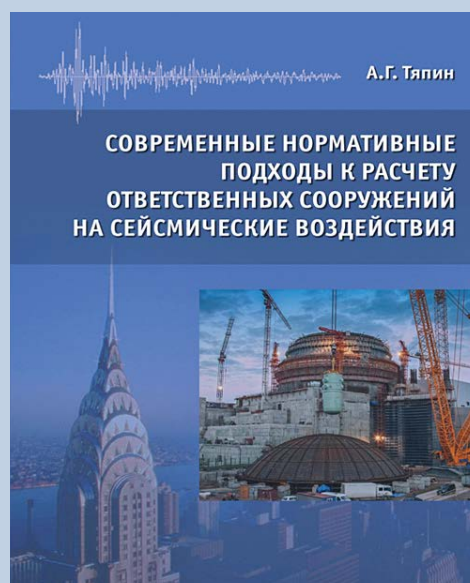
Поскольку отечественный стандарт НП-031-01 «Нормы проектирования сейсмостойких атомных станций» в значительной степени гармонизирован с требованиями документа ASCE4-98, а также в связи с тем, что российские проекты АЭС составляют существенную долю проектов на зарубежном рынке инжиниринговых услуг в сфере проектирования и строительства АЭС, монография А.Г. Тяпина представляет особенно актуальной.

На основе глубокого теоретического знания всех этапов решения задач взаимодействия зданий и сооружений с грунтовым основанием и многолетней расчетной практики в соответствующей области, автор сначала вводит читателя в предметную область, а затем дает содержательные комментарии к основным положениям рассматриваемого документа, акцентируя внимание на отличиях новой версии стандарта ASCE от его предыдущей версии.

Дополнительную ценность монографии придает использование автором результатов сравнительного анализа новой и старой версий интересующего стандарта ASCE, выполненного специалистами Брукхейвенской национальной лаборатории (BNL) Министерства энергетики США (DOE) по заказу Комиссии по ядерному регулированию США (US NRC).

Рассматриваемая монография вышла в свет сравнительно недавно. Она будет полезна, в первую очередь, сотрудникам проектных организаций, осуществляющим расчеты ответственных зданий и сооружений АЭС при сейсмических воздействиях, а также преподавателям ВУЗов и аспирантам, специализирующимся в области динамического взаимодействия зданий и сооружений с грунтовым основанием.

*Начальник научно-исследовательской  
лаборатории динамического анализа  
зданий и сооружений АО ИК «АСЭ»  
к.т.н., с.н.с. В.В. Турилов*



# УКАЗАТЕЛЬ СТАТЕЙ, ОПУБЛИКОВАННЫХ В ЖУРНАЛЕ «СЕЙСМОСТОЙКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО. БЕЗОПАСНОСТЬ СООРУЖЕНИЙ», 2018, №№ 1–6

Наименование статьи	№	Стр.
<b>ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ</b>		
<b>Ведяков И.И., Востров В.К.</b> Принцип максимума Л.С. Понтрягина и аварийные сейсмические нагрузки	1	24-32
<b>Тяпин А.Г.</b> О роли демпфирования в динамических нагрузках при расчете на сейсмические воздействия	1	33-39
<b>Ержанов С.Е., Лапин В.А., Даугавет В.П.</b> Изучение динамики сейсмоизолируемых зданий с помощью станций инженерно-сейсмометрической службы	1	40-45
<b>Макаров С.Б., Панкова Н.В., Тропкин С.Н.</b> Как работают амортизаторы в задачах сейсмозащиты зданий. Исследование вопроса на SIMULIA ABAQUS. Часть 2	1	46-50
<b>Хачиян Э.Е., Левонян Л.А.</b> Метод прогнозирования синтетических сейсмограмм и акселерограмм различных грунтовых оснований при сильных землетрясениях	2	14-25
<b>Тяпин А.Г.</b> Сопоставление максимальных интегральных усилий под подошвой и максимальных ускорений жесткого фундамента как средство проверки расчетов на сейсмические воздействия	2	26-33
<b>Чернов Ю. Т., Зебилина М.Д.Х.</b> К расчету систем виброизоляции с демпферами вязкого трения	2	34-38
<b>Вахрина Г.Н., Чупанов М.Р., Гизятуллин И.Р.</b> Анализ динамической реакции здания при реальном сейсмическом воздействии	2	39-45
<b>Тяпин А.Г., Топорков А.С.</b> Максимальные интегральные усилия под подошвой: разные методы оценки устойчивости на сдвиг и потенциала отрыва по подошве фундамента	3	15-23
<b>Смирнова Л.Н. Уздин А.М., Прокопович С.</b> Уточнение модели сейсмического воздействия для статистического моделирования работы конструкций	3	24-30
<b>Тяпин А.Г., Топорков А.С., Михайлов В.С.</b> Применение комбинированного асимптотического метода для расчета высотного здания на сейсмическое воздействие: результаты	4	32-43
<b>Лапин В.А., Ержанов С.Е.</b> Методологические основы использования станций инженерно-сейсмометрической службы на зданиях	4	44-49
<b>Прокопович С.В.</b> Оценка зависимости энергетических характеристик сейсмического воздействия от его преобладающего периода	4	50-55
<b>Тяпин А.Г.</b> Применение комбинированного асимптотического метода для расчета высотного здания на сейсмическое воздействие: роль взаимодействия с основанием	5	24-28
<b>Царева О.С.</b> Определение относительных деформаций по изменениям расстояний между деформационными марками	5	29-37
<b>Тяпин А.Г.</b> Применение комбинированного асимптотического метода для расчета высотного здания на сейсмическое воздействие: особенности реакции низкочастотного сооружения	6	19-24
<b>Лапин В.А., Ержанов С.Е., Даугавет В.П.</b> Особенности колебания основания зданий при местных землетрясениях	6	25-32
<b>Уткин В.С., Корепина И.А.</b> Расчет щелевых фундаментов по несущей способности грунта основания и его эффективная глубина заложения	6	53-58
<b>Минасян А.А.</b> Определение несущей способности и напряженно-деформационного состояния сборных железобетонных плит перекрытий, подвергшихся циклическому замораживанию-оттаиванию	6	39-43
<b>Сабирова О.Б.</b> Оценка коэффициентов сочетаний сейсмической и ветровой нагрузок	6	33-38
<b>Рутман Ю.Л., Островская Н.В., Кобелев Е.А.</b> Динамика сооружения при сейсмическом нагружении как жесткопластической системы с двумя степенями свободы	6	11-18
<b>СЕЙСМИЧЕСКОЕ РАЙОНИРОВАНИЕ</b>		
<b>Алешин А.С.</b> О грунтовых коэффициентах	2	6-13
<b>Алешин А.С.</b> О спектральных характеристиках грунтовой толщи	5	16-23
<b>Павленко О.В.</b> Уточненные оценки сейсмических воздействий для районов Кольского полуострова и Карелии, полученные с использованием записей местных землетрясений	6	11-18

## ГРАДОСТРОИТЕЛЬНЫЕ ПРОБЛЕМЫ СЕЙСМОБЕЗОПАСНОСТИ

<b>Ордынская А.П., Бержинский Ю.А., Бержинская Л.П., Финкельштейн Е.А.</b> К оценке сейсмостойкости 9-этажных блок-секций серии 111 при Спитакском землетрясении 1988 года	3	31-37
<b>Лалин В.А., Ержанов С.Е., Даугавет В.П.</b> Исследования изменения динамических характеристик высотного здания по данным инженерно-сейсмометрических станций	3	38-44

## СЕЙСМИЧЕСКИЙ РИСК И УЩЕРБ

<b>Хачиян Э.Е.</b> Спитакское землетрясение 7 декабря 1988 года: основные сейсмологические характеристики и анализ его разрушительных последствий (к тридцатилетию землетрясения)	4	9-30
---	---	------

## СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ И БЕЗОПАСНОСТЬ СПЕЦИАЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ

<b>Шигапов Р.Р., Ковальчук О.А.</b> Обзор характерных аварий вертикальных цилиндрических резервуаров в результате землетрясений	1	14-19
<b>Кривцов Ю.В., Ладыгина И.Р., Носов Е.Н.</b> Пожар в высотных зданиях	1	20-23
<b>Шигапов Р.Р., Ковальчук О.А.</b> Анализ повреждений вертикальных цилиндрических резервуаров во время землетрясений	2	46-52

## ПУБЛИКАЦИИ ПРОШЛЫХ ЛЕТ

<b>Айзенберг Я.М.</b> Строительная наука против стихии (Природа. 1989. № 12)	1	51-59
<b>Айзенберг Я.М.</b> Дом для зыбкой тверди (Наука и жизнь. 1989. №8)	2	56-63
<b>Киоджи Сюэхино.</b> Инженерная сейсмология. Лекция 1	3	45-58
<b>Поляков С.В., Килимник Л.Ш., Жунусов Т.Ж., Ицков И.Е., Никипорев Г.Л.</b> Методика анализа результатов вибрационных испытаний зданий и крупномасштабных моделей	4	59-63
<b>Киоджи Сюэхино.</b> Инженерная сейсмология. Лекция 2	5	

## ИНТЕРВЬЮ

<b>Кудрявцева Е.В.</b> Землетрясение знает о себе все. Сейсмолог Татьяна Раутиан – о том, почему сложно предсказывать стихийные бедствия	1	60-63
--	---	-------

## ЕСТЬ МНЕНИЕ

<b>Тяпин А.Г.</b> Комментарий к статьям «Как работают амортизаторы в задачах сейсмозащиты зданий?»	2	53-54
--	---	-------

## КОНФЕРЕНЦИИ. СИМПОЗИУМЫ. СОВЕЩАНИЯ

<b>Смирнова Л.Н.</b> 16 Европейская конференция по сейсмостойкому строительству	3	9-12
II Международная научно-практическая конференция по сейсмостойкому строительству	3	13-14
Всеукраинская научно-техническая конференция «Строительство в сейсмических районах Украины»	5	14-15
Научно-практический семинар «Результаты актуализации нормативной базы Российской Федерации в области строительства»	5	14-15
Международная конференция «Sпитак-30. Спитакское землетрясение 30 лет спустя: опыт и перспективы»	6	9-10

## ЮБИЛЕИ

100 лет со дня рождения С.В. Полякова	4	57-58
---------------------------------------	---	-------

## ВЗГЛЯД ОЧЕВИДЦА

<b>Минасян А.В.</b> Спитакская катастрофа: мнение специалиста	5	38-47
---	---	-------

## РЕЦЕНЗИИ

<b>Турилов В.В.</b> Отзыв на цикл монографий А.Г. Тяпина	5	38-47
--	---	-------

## THEORETICAL AND EXPERIMENTAL STUDIES

<b>Vedyakov I.I., Vostrov V.K.</b> The maximum Principle of Pontryagin and Emergency Seismic Loads	1	24-32
<b>Туапин А.Г.</b> Contribution of damping to the dynamic loads in seismic analysis	1	33-39
<b>Yerzhanov S.Y., Lapin V.A., Daugavet V.P.</b> Studying the dynamics of seismically isolated buildings with the aid of the stations of engineering seismometric service	1	40-45
<b>Makarov S.B., Pankova N.V., Tropkin S.N.</b> How do the shock absorbers work for the seismic protection of buildings? Investigation of the question by numeric simulations. Part 2	1	46-50
<b>Хачиян Е.Е., Левонян Л.А.</b> Метод прогнозирования синтетических сейсмограмм и акселерограмм различных грунтовых оснований при сильных землетрясениях.	2	14-25
<b>Туапин А.Г.</b> Comparison of maximal integral forces under the base with maximal rigid base accelerations as a tool for verification of seismic analysis	2	26-33
<b>Chernov Yu.T., Zebilila M.D.H.</b> To the calculation of vibration isolation systems with fluid viscous dampers	2	34-38
<b>Vakhrina G.N., Chupanov M.R., Gizyatullin I.R.</b> Analysis of dynamic reaction of the building at actual seismic influence	2	39-45
<b>Туапин А.Г., Toporkov A.S.</b> Maximal integral forces under the base: different estimates of shear stability and potential uplift	3	15-23
<b>Smirnova L.N., Uzdin A.M., Prokopovich S.V.</b> The refinement of the model of seismic input for the statistical modeling of structures	3	24-30
<b>Туапин А.Г., Toporkov A.S., Mikhailov V.S.</b> Combined asymptotic method in seismic analysis of high-rise building: results	4	32-43
<b>Lapin V.A., Yerzhanov S.Y.</b> Methodological fundamentals for using stations of engineering seismometric service on buildings	4	44-49
<b>Prokopovich S.V.</b> Estimatinh the dependence of seismic input energy characteristics on its predominant period	4	50-55
<b>Туапин А.Г.</b> Combined asymptotic method in seismic analysis of high-rise building: impact of SSI	5	24-28
<b>Tsareva O.S.</b> Determination of relative deformations by changes in distance between the deformation marks	5	29-37
<b>Туапин А.Г.</b> Combined asymptotic method in seismic analysis of high-rise building: specifics of low-frequency structure	6	19-24
<b>Lapin V.A., Yerzhanov S.Y., Daugavet V.P.</b> Peculiar features of building footing oscillation during local earthquakes	6	25-32
<b>Utkin V., Korepina I.</b> Calculation of the bearing capacity of the ground base for baretta and definition of the effective depth of the foundation	6	44-52
<b>Minasyan A.A.</b> Determination of bearing capacity and stress-deformation state of prefabricated reinforced concrete slab after influence of freeze-thaw cycles	6	53-58
<b>Sabirova O.V.</b> Estimating the combination coefficients of seismic and wind loads	6	39-43
<b>Rutman Yu.L., Ostrovskaya N.V., Kobelev E.A.</b> Dynamics of rigid plasticity system with two degrees of freedom at impulse loading	6	33-38

## SEISMIC ZONING

<b>Aleshin A.S.</b> On site coefficients	2	6-13
<b>Aleshin A.S.</b> On the spectral characteristics of the soil massif	5	16-23
<b>Pavlenko O.V.</b> Updated assessment of seismic hazard for the areas of Kolsky peninsula and Karelia, based on records of local earthquakes	6	11-18

## URBAN PROBLEMS OF SEISMIC SAFETY

<b>Ordynskaya A.P., Berzhinskii Yu.A., Berzhinskaia L.P., Finkelstein E.A.</b> To the estimation of the 9-storey block sections of the series 111 seismic resistance for the 1988 Spitak earthquake	3	31-37
<b>Lapin V.A., Yerzhanov S.Y., Daugavet V.P.</b> Change research of dynamic characteristics of high-rise building according to data from engineering seismometric stations	3	38-44

## SEISMIC RISK AND DAMAGE

<b>Khachiyan E.E.</b> Spitak earthquake December 7, 1988: basic seismological characteristics and analysis of its devastating effects (to the thirtieth anniversary of the earthquake)	4	9-30
--	---	------

## SEISMIC RESISTANCE AND SAFETY OF SPECIAL STRUCTURES

<b>Shigapov R.R., Kovalchuk O.A.</b> Review of typical accidents with vertical cylindrical storage tanks during earthquakes	1	14-19
<b>Krivtsov Y., Ladygina I., Nosov Y.</b> Fire in high-rise buildings	1	20-23
<b>Shigapov R.R., Kovalchuk O.A.</b> Analysis of damage of vertical cylindrical storage tanks during earthquakes	2	46-52

## PUBLICATIONS OF PREVIOUS YEARS

<b>Eizenberg J. M.</b> The science of construction vs. natural calamities (Nature.1989. № 12)	1	51-59
<b>Eizenberg J. M.</b> The building for shaky ground (Nature.1989. № 12)	2	56-63
<b>Kiodji Siuehiro.</b> Engineering seismology. Lecture 1	3	45-58
<b>Polyakov S.V., Kilimnik L.Sh., Zhunusov T.Zh., Itskov I.E., Nikiporets G.L.</b> Methods of analysis of results of vibration tests of buildings and large scale facilities	4	59-63
<b>Kiodji Siuehiro.</b> Engineering seismology. Lecture 2	5	49-63

## INTERVIEW

<b>Kudryavtseva E.</b> Earthquake knows everything about himself. Seismologist Tatiana Rautian – why it is difficult to predict natural disasters	1	61-63
---	---	-------

## VIEWPOINTS

<b>Tyapin A.G.</b> Comments to the articles «How do the shock absorbers work for the seismic protection of buildings?»	2	53-54
--	---	-------

## CONFERENCES, SYMPOSIUMS, MEETINGS

<b>Smirnova L.N.</b> 16th European Conference on Earthquake Engineering	3	9-12
The II international scientific and practical conference on seismic resistance construction	3	13-14
Ukrainian scientific and technical conference «Civil Engineering in seismic regions of Ukraine»	5	14-15
Interregional scientific and practical seminar «Results of updating the regulatory framework of the Russian Federation in the field of construction»	5	14-15
International conference «30 years after the Spitak earthquake: experience and perspectives»	6	9-10

## ANNIVERSARIES

100th anniversary of Polyakov's birthday	4	57-58
--	---	-------

## EYEWITNESS

<b>Minasyan A.V.</b> Spitak catastrophe – eyewitness, expert opinion	5	38-47
--	---	-------

## REVIEWS

<b>Turilov V.V.</b> Review of the cycle of monographs by A. G. Tyapin	5	38-47
---	---	-------