

Уважаемые коллеги, читатели, друзья!

Российская Ассоциация по сейсмостойкому строительству и защите от природных и техногенных воздействий (РАСС) с 2011 года являлась Издателем печатного СМИ журнала «Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений». За эти годы журнал стал одним из ведущих научно-технических изданий, вошел в Перечень ВАК, в 2019 году стал Лауреатом конкурса им. первопечатника Ивана Федорова.

19 февраля 2020 года договор на издание печатного СМИ журнала «Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений» (свидетельство о регистрации СМИ ПИ № ФС 77 44 553 от 14 апреля 2011 года, ISSN 1681-6560) между Учредителем и Издателем прекратил свое действие. В связи с этим информирую вас о том, что № 1 2020 – последний печатный номер журнала, издателем которого являлась РАСС. Со второго номера 2020 года журнал «Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений» будет выходить в свет как сетевое издание.

Сетевое издание журнал «Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений» зарегистрирован Федеральной службой по надзору в сфере связи, информационных технологий и массовых коммуникаций (Роскомнадзор), свидетельство о регистрации ЭЛ № ФС 77-72754 от 17.05.2018 года, ISSN: 2618-9283. Учредитель – А.А. Бубис, Издатель – Российская Ассоциация по сейсмостойкому строительству и защите от природных и техногенных воздействий (РАСС), главный редактор – И.И. Ведьяков, ученый секретарь – Смирнова Л.Н., члены редколлегии: Алешин А.С., Акулов Н.И., Белаш Т.А., Бержинский Ю.А., Вознесенский Е. А., Гусев Б.В., Захаров В.С., Ильичев В.А., Лапин В.А., Немчинов Ю. И., Павленко О.В., Семенов В.А., Тонких Г.П., Тяпин А.Г., Уздин А.М., Хакимов Ш.А., Хачиян Э.Е., Чевевер В.Г., Wada A., Clemente P., Emri I. Сайт сетевого издания: <http://seismoconstruction.ru>.

Высокие научные и издательские стандарты журнала, заложенные его прежними главными редакторами – Я.М. Айзенбергом, В.С. Беляевым, В.И. Смирновым и членами редакционной коллегии будут поддерживаться и развиваться и далее в сетевом издании – журнале «Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений».

Главный редактор, доктор технических наук, профессор

И. И. Ведьяков

Новости

4

News

Теоретические и экспериментальные исследования

Theoretical and Experimental Studies

Смирнова Л.Н., Уздин А.М., Полоротова Н.А.

Линейно-спектральная методика для протяжённых систем с пропорциональным демпфированием

5

Smirnova L.N., Uzdin A.M., Polorotova N.A.

Response Spectra Method for Extended Systems with Proportional Damping

Тяпин А.Г., Антонов Н.А.

Расчет сейсмической реакции слоистого основания для побочных грунтовых профилей

11

Tyapin A.G., Antonov N.A.

Site Response Analysis for "Side" Soil Profiles

Кабанцев О.В., Умаров К.И.

Особенности упруго-пластического деформирования рамно-связевых железобетонных каркасов при сейсмическом воздействии

18

Kabantsev O.V., Umarov K.I.

Features of Elastic-plastic Deformation of Reinforced Concrete Shear-wall Structures under Earthquake Excitations

Абдрахимов В.З.

Влияние нанотехногенного сырья на сушильные свойства и физико-механические показатели керамического кирпича

29

Abdrakhimov V. Z.

The Influence of Nanotechnogenic Raw Materials on the Drying Properties and Physical and Mechanical Properties of Ceramic Bricks

Чернуха Н.А.

Включение падения самолета в проектные основы АЭС и вероятностное обоснование нагрузок на строительные конструкции и оборудование

35

Chernukha N.A.

Inclusion of Aircraft Crash into NPP Design Bases and Probabilistic Justification of Loads on Civil Structures and Equipment

Алексеев А.Г.

Взаимодействие одиночной сваи с промерзающим пучинистым грунтом

48

Alekseev A.G.

Interaction of a Single Pile with Freezing Heaving Soil

Сейсмическое районирование

Seismic Zoning

Дещеревская Е.В., Павленко О.В.

Частотно-зависимый отклик мягких (песчаных и лессовых) грунтов на сейсмические воздействия и метод сейсмических жесткостей

53

Deshcherevskaya E.V., Pavlenko O.V.

Frequency-dependent Response of Soft (Sandy and Loess) Soils in Seismic Motion and Seismic Rigidity Method

19-22 января, Испания



Ураган «Глория»

После прекращения дождя местные жители осматривают разрушения и подсчитывают убытки. Больше всего пострадало средиземноморское побережье Испании – автономные сообщества Каталония, Валенсия, Андалусия и Балеарские острова.

На Балеарских островах и в Андалусии властями Испании был объявлен режим чрезвычайной ситуации (ЧС). 15-метровые волны разбивались о скалы и накрывали здания жилых домов целиком.

В Барселоне из-за непогоды отменили тренировки футбольного клуба «Барса». Реки Флувия и Эль-Тордера вышли из берегов из-за проливных дождей, прошедших накануне шторма. Аэропорт Жироны какое-то время не принимал рейсы.

Также сильнейшим образом пострадали территории в устье реки Эбро, есть много разрушений. Морская вода проникла до трех километров внутрь суши. Значительные убытки понесли секторы рыболовства и сельского хозяйства. Вода затопила около 3 тыс. гектаров земли и смыла посадки риса. К тому же морская вода «просолила» побережье, что очень плохо для посевов.

Волны выбросили на набережную множество крупного тунца. Вода затопила дороги, многие люди испытали трудности из-за перебоев в работе транспорта. Шторм сильно повлиял на электроснабжение и многие другие службы. В министерстве внутренних дел Каталонии сообщили, что из-за непогоды пострадали 64 человека. Из-за природного бедствия были закрыты все школы, около 149 тыс. учеников оставались дома. На телефон экстренной службы 112 за время шторма поступило более 13 тыс. звонков, зарегистрировано почти 10 тыс. инцидентов. Скорая медицинская помощь выезжала 71 раз, в 62 случаях пострадавших пришлось эвакуировать в больницу. Скорость ветра превышала 144 км/ч. В некоторых регионах выпало более метра снега, в других – в форме дождя пролилось более 550 литров воды за 24 часа. Жители прибрежных зон наблюдали волны высотой более 14 метров, которые «добивали» до центра населенных пунктов, сметая всё на своём пути.

Напомним, шторм «Глория» в этом году уже назван самым разрушительным за последние тридцать лет. По по-

следним данным, число жертв достигло десяти человек, несколько человек всё еще числятся пропавшими без вести, десятки пострадали.

<https://rossaprimavera.ru/news/86fc2c7e>

22 января, Москва

Первоочередные задачи Минстроя – строительство жилья и инфраструктуры

22 января заместитель председателя Правительства Российской Федерации Марат Хуснуллин провел первое рабочее совещание в Минстрое России, на котором обозначил ключевые задачи, стоящие перед ведомством.

«На встрече с Президентом и председателем Правительства поставлена конкретная задача внести кардинальные изменения, чтобы строительная отрасль стала одним из основных драйверов развития страны. Мы должны составить планы работы по национальным проектам и подготовить все необходимые решения, которые выведут отрасль на новый уровень и будут давать результат каждый год», – сказал Марат Хуснуллин.

Вице-премьер обозначил первоочередные направления работы на ближайшее время. «Среди задач – проработка нормативной базы и освобождение стройки от излишних ограничений, кардинальное изменение подхода к ценообразованию. Кроме того, существует серьезный вопрос по аварийному жилью и капремонту – необходимо еще раз оценить ситуацию и поднять вопрос увеличения объема финансирования капитального ремонта», – отметил Марат Хуснуллин.

Заместитель председателя Правительства России отдельно подчеркнул важность поддержания высоких объемов строительства жилья и решения вопросов дольщиков в стране. «В ситуации по вводу жилья надо оценить, как в реальности выйти на показатель в 120 миллионов квадратных метров жилья. Важнейшая задача для нас – преломить тренд падения объемов ввода недвижимости, вкладываться в инфраструктуру. И есть очень серьезный вопрос дольщиков. Мы приняли важные решения, перешли на проектное финансирование, но сложности все равно есть. Необходима отдельная, более жесткая программа работы с обманутыми дольщиками», – резюмировал вице-премьер.

Владимир Якушев поздравил Марата Хуснуллина с назначением на должность заместителя председателя Правительства Российской Федерации. Министр сообщил, что обозначенные вице-премьером задачи являются приоритетными направлениями работы Министерства. Конкретный план действий Минстрой представит в кратчайшие сроки, уточнил министр.

Глава Минстроя отметил, что для достижения целей, поставленных в национальном проекте «Жилье и городская среда», необходим комплексный подход, на первый план выходит строительство и модернизация коммунальной инфраструктуры, расселение аварийного жилья, реализация программы индивидуального жилищного строительства – документ подготовлен и направлен в Правительство. «Чтобы войти в стройку теми темпами, которые обозначены по вводу жилья, все

процессы должны быть запараллелены. Мы разработали программу по модернизации коммунальной инфраструктуры со степенью износа более 60 процентов – не только внутриквартальной, но и магистральной – 60+. Обсудили ее с регионами и готовы защитить проект. Что касается ИЖС, то в ряде регионов проходит эксперимент, затем их опыт можно распространить на всю страну», – подчеркнул глава Минстроя России.

<https://www.minstroyrf.ru/press/marat-khusnullin-pervoocherednye-zadachi-minstroya-stroitelstvo-zhilya-i-infrastruktury/>

24 января, Турция

Вечером 24 января произошло сильное землетрясение на востоке Турции. По информации Управления по чрезвычайным ситуациям и стихийным бедствиям страны, землетрясение произошло в 20:55, на глубине 10 км, магнитудой 6,8. Затем последовало 274 афтершока.

По последней информации погибло более 40 человек. Еще свыше 1 тысячи получили ранения. Удар обрушился на провинции Элязыг и Малатья. Также подземные толчки ощущались в восточных провинциях Адана, Хатай, Османие, Тунджели, Газиантеп, Шанлыурфа, Малатья, Мардин, Самсун, Токат, Чорум и Кайсери, а также на севере Сирии. Также сообщается, что «эхо» землетрясения ощущалось вплоть до Израиля.

<https://www.tourprom.ru/news/44815/>

3 февраля, Москва

Минстрой России утвердил свод правил «Здания и комплексы высотные. Требования пожарной безопасности», устанавливающий требования пожарной безопасности при проектировании и строительстве высотных зданий и комплексов в одном нормативном техническом документе, сообщил глава Минстроя России Владимир Якушев.

«Произошло важное событие – в результате межведомственного взаимодействия Минстроя России и МЧС России согласован свод правил по пожарной безопасности высотных зданий. Это пример объединения усилий ведомств для создания безопасной и комфортной среды для жизни людей, понятных и прозрачных условий для бизнеса. Практическое применение свода правил «Здания и комплексы высотные. Требования пожарной безопасности» позволит исключить необходимость разработки большого количества специальных технических условий (СТУ) по обеспечению пожарной безопасности при проектировании и строительстве высотных зданий. Однако главное значение документа в том, что его внедрение обеспечит безопасность людей», – сказал Владимир Якушев.

Глава ведомства подчеркнул, что благодаря совместной работе двух министерств удалось разработать свод правил, включающий в себя требования по узкоспециальным техническим условиям, и выразил надежду на дальнейшее плотное взаимодействие двух ведомств в работе по нормативному регулированию.

До принятия свода правил «Здания и комплексы высотные. Требования пожарной безопасности», разработанного в рамках реализации нацпроекта «Жилье и

городская среда», нормативными документами в части обеспечения пожарной безопасности при проектировании и строительстве высотных зданий были специальные технические условия (СТУ).

Разработка СП «Здания и комплексы высотные. Требования пожарной безопасности» проводилась в рамках реализации комплекса мероприятий по развитию нормативной технической и научной базы в области строительства с целью повышения уровня безопасности людей в зданиях и сооружениях в соответствии с требованиями Федерального закона от 30 декабря 2009 г. № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений».

Разработанный свод правил содержит требования пожарной безопасности к объемно-планировочным и конструктивным решениям, обеспечению безопасной эвакуации людей, инженерным системам зданий и системам противопожарной защиты, обеспечению деятельности пожарных подразделений, организационно-техническим мероприятиям высотных зданий и комплексов.

<https://www.minstroyrf.ru/press/minstroy-rossii-utverdil-svod-pravil-zdaniya-i-kompleksy-vysotnye-trebovaniya-pozharnoy-bezopasnosti/>

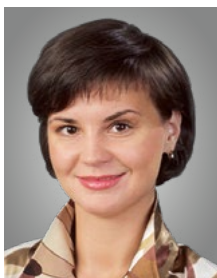
30 января, Москва



Состоялось установочное совещание рабочей группы по созданию «Дорожной карты» развития направления «Сейсмобезопасность Российской Федерации»

В установочном совещании Рабочей группы приняли участие специалисты ведущих российских научных институтов и организаций, занимающихся проблемами сейсмического районирования, сейсмической безопасности и сейсмостойкого строительства: ФАУ «ФЦС», РААСН, АО «НИЦ «Строительство», НИУ МГСУ, «НПЦ по инженерным изысканиям», МГСУ, ИФЗ РАН, ЦНИИПромзданий, ЦНИИП Минстроя РФ, АИИС. Присутствующие на совещании специалисты отметили особую важность направления «Сейсмобезопасность» и большое количество острых проблем и вопросов – нормативных, технических, научных, требующих своего разрешения. В процессе обсуждения актуальных вопросов сейсмобезопасности Российской Федерации было решено в срок до 7 февраля 2020 года подготовить предложения по формированию «Дорожной карты».

Следующее совещание Рабочей группы по созданию «Дорожной карты» развития направления «Сейсмобезопасность Российской Федерации» запланировано на конец февраля 2020 года.



Смирнова Л.Н.
кандидат технических наук, ученый секретарь АО «НИЦ «Строительство», Москва, Российская Федерация

Уздин А.М.
доктор технических наук, профессор кафедры «Механика и прочность материалов и конструкций» ФГБОУ ВО Петербургский Государственный Университет Путей Сообщения им. Александра I, Санкт-Петербург, Российская Федерация

Полоротова Н.А.
студентка факультета «Транспортное строительство», ФГБОУ ВО Петербургский Государственный Университет Путей Сообщения им. Александра I, Санкт-Петербург, Российская Федерация

УДК 624.042.7

Линейно-спектральная методика для протяжённых систем с пропорциональным демпфированием

Аннотация: Рассмотрено применение линейно-спектральной методики для протяжённых демпфированных систем с точечным опиранием на основание. Возмущения опор могут быть различными. Учтено внешнее и внутреннее демпфирование, которое принимается пропорциональным, то есть, допускающим точное или приближенное разложение движения по формам колебаний недемпфированной системы. От-

мечено, что наличие внешнего демпфирования приводит к дополнительному возмущению системы. Показано, что известные формулы линейно-спектральной методики для систем на жесткой платформе полностью сохраняются, но вектор проекций нагрузки на направления обобщенных координат модифицируется с учетом влияния смещений опор на обобщенные нагрузки в системе.

Ключевые слова: линейно-спектральная методика, внутреннее и внешнее демпфирование, системы с точечным опиранием на основание.

Smirnova L., candidate of technical sciences, JSC Research Center of Construction, Moscow, Russian Federation
Uzdin A., doctor of technical Sciences, Professor, Department «Strength of materials and structures»,
Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University, Saint-Petersburg, Russian Federation
Polorotova N., student, Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University, Saint-Petersburg, Russian Federation

Response Spectra Method for Extended Systems with Proportional Damping

Abstract: The application of the response spectra method for extended damped systems with a point support on the base is considered. The support excitations can be different. External and internal damping

is taken into account, it being assumed proportional i.e. admitting an exact or approximate decomposition of motion according to the undamped system modes. It is noted that the presence of external

damping leads to additional system perturbation, i.e. to additional members appearance in the right part of motion equations. It is shown that well-known formulas of the response spectra method for systems on a rigid platform are kept intact,

but the vector of load projections on the directions of generalized coordinates is modified taking into account the influence of support displacements on generalized loads in the system.

Keywords: response spectra method, internal damping, external damping, system with point bearings on the soil base.

DOI 10.37153/2618-9283-2020-1-5-10

В работах [1,2] получено уравнение сейсмических колебаний с точечным опиранием на грунт. Однако оно не доведено пока до состояния, когда проектировщик может использовать это уравнение в инженерных расчетах. Наиболее часто для оценки решения уравнения колебаний используют его приближенное разложение по формам колебаний недемпфированной системы. Такой подход, хотя и не всегда, приемлем, но имеет достаточно широкую область применения. Ниже этот подход рассмотрен детально. Запишем исходное уравнение колебаний при однородном поле возмущения по длине сооружения.

$$\begin{aligned} M\ddot{Y} + (B_I + B_E)\dot{Y} + RY = \\ = -(M\Pi + m_I\hat{I})\ddot{y}_0 - (B_E I + \beta_E \hat{I})\dot{y}_0 \end{aligned} \quad (1)$$

Это уравнение несколько отличается от традиционно применяемых в учебниках [3] и строительных нормах [4].

Во-первых, в нем в правой части при \ddot{y}_0 матрица инерции дополнена членом $m_I \hat{I}$. Наличие этого члена хорошо известно в динамике сооружений [5]. В отечественной литературе по сейсмостойкому строительству на наличие этого члена указывал идеолог MicroFe, профессор В.А. Семенов [6]. Когда мы работаем с сосредоточенными массами, т.е. используем диагональную матрицу масс, этот член пропадает. Однако в конечно-элементных расчетах, когда матрица инерции определяется базисными функциями, такой член неизбежно появляется.

Во-вторых, в уравнении разделено внешнее и внутреннее демпфирование. При этом наличие внешнего демпфирования приводит к возникновению дополнительного члена в правой части уравнения колебаний.

Представим решение (1) в виде

$$Y = X\Xi \quad (2)$$

Здесь X – матрица собственных векторов матрицы $M^{-1}R$, т.е. матрица собственных векторов недемпфированной системы; $\Xi = \{\xi_1, \xi_2, \dots, \xi_n\}$ – вектор новых координат.

Матрица X удовлетворяет известному условию

$$M^{-1}RX = X\Lambda = XK^2, \quad (3)$$

где $\Lambda = K^2$ – матрица собственных чисел матрицы $M^{-1}R$, $K = k_1, k_2, \dots, k_n$ – диагональная матрица собственных частот колебаний системы.

Подстановка (2) в (1) дает

$$\begin{aligned} MX\ddot{\Xi} + (B_I + B_E)X\dot{\Xi} + RY = \\ = -(M\Pi + m_I\hat{I})\ddot{y}_0 - (B_E I + \beta_E \hat{I})\dot{y}_0 \end{aligned}$$

После умножения на $X^{-1}M^{-1}$ с учетом (3) получим

$$\begin{aligned} \ddot{\Xi} + X^{-1}M^{-1}(B_I + B_E)X\dot{\Xi} + K^2\Xi = \\ = -X^{-1}M^{-1}(M\Pi + m_I\hat{I})\ddot{y}_0 - \\ - X^{-1}M^{-1}(B_E I + \beta_E \hat{I})\dot{y}_0 \end{aligned} \quad (4)$$

В общем случае матрица $X^{-1}M^{-1}(B_I + B_E)X$ не является диагональной, и система не разделяется на независимые уравнения. В частном случае, когда матрицы $M^{-1}B$ (здесь $B=B_I+B_E$) и $M^{-1}R$ имеют одну и ту же систему собственных векторов, система уравнений разделяется. В этом случае демпфирование называют пропорциональным. Если обозначить

$$X^{-1}M^{-1}(B_I + B_E)X = \chi = [\chi_1, \chi_2, \dots, \chi_n], \quad (5)$$

то получим разделившуюся систему уравнений

$$\begin{aligned} \ddot{\xi}_j + \chi_j \dot{\xi}_j + k_j^2 \xi_j = \\ = -X^{-1}M^{-1}(M\Pi + m_I\hat{I})\ddot{y}_0 - X^{-1}M^{-1}(B_E I + \beta_E \hat{I})\dot{y}_0 \end{aligned} \quad (6)$$

Обычно принимают, что

$$\chi_j = \gamma_j \cdot k_j. \quad (7)$$

Величина γ_j имеет смысл коэффициента неупругого сопротивления. Будем называть эти коэффициенты модальным демпфированием, а матрицу $\Gamma = (\gamma_1, \gamma_2, \dots, \gamma_n)$ – спектром демпфирования.

В литературе широко применяются частные случаи пропорционального демпфирования, рассмотренные в [7]. Наиболее известными из них считаются однородное демпфирование и демпфирование по Рэлею.

Однородное демпфирование характерно для расчета обычных зданий на скальных основаниях. В этом случае внешнее сопротивление отсутствует. Затухание характеризуется матрицей демпфирования по Е.С. Сорокину, пропорциональной матрице жесткости $B_c = \gamma R$, а эквивалентная матрица внутреннего вязкого сопротивления имеет вид

$$B_I = \gamma M^{1/2} \cdot R^{1/2} \quad (8)$$

Демпфирование по Рэлею следует применять, по нашему мнению, с некоторой осторожностью. Этот факт обсуждался ранее [8]. Однако есть случай, когда такой способ учета демпфирования полезен и физичен. Например, расчет линий ЛЭП на плотных основаниях. Внутреннее трение в сооружении сравнительно мало, зато возникает внешнее сопротивление за счет трения проводов о воздух. В этом случае внутреннее трение принимается по формуле (8), а матрицу внешнего трения можно считать пропорциональной матрице масс системы.

Обратимся теперь к правой части уравнения (6). С точки зрения вычислений обращение матрицы X крайне нерационально. Это связано не столько с большим объемом вычислений, сколько с невозможностью удержать ограниченное число форм колебаний в разложении (2). Известно, что матрица собственных форм ортогональна с весом, т.е. выполняется равенство

$$X^T M X = N, \quad (9)$$

где $N = [v_1, v_2, \dots, v_n]$

Если матрица масс диагональная, то для v_j получаем известную формулу

$$v_j = \sum_{i=1}^n m_i x_{ij}^2 \quad (10)$$

Из выражения (9) получаем

$$X^{-1} = N^{-1} \cdot X^T \cdot M \quad (11)$$

При этом

$$\begin{aligned} & -X^{-1} M^{-1} (M I + m_1 \hat{I}) \ddot{y}_0 - X^{-1} M^{-1} (B_E I + \beta_E \hat{I}) \dot{y}_0 = \\ & = -N^{-1} X^T (M I + m_1 \hat{I}) \ddot{y}_0 - N^{-1} X^T (B_E I + \beta_E \hat{I}) \dot{y}_0 \end{aligned} \quad (12)$$

В результате исходное уравнение (1) распадается на n независимых уравнений

$$\ddot{\xi}_j + \gamma_j k_j \dot{\xi}_j + k_j^2 \xi_j = d_j^{(acc)} \ddot{y}_0 + d_j^{(vel)} \dot{y}_0 \quad (13)$$

Уравнение (13) несложно обобщить на случай произвольного поля ускорений по длине сооружения. Рассмотрим для этого однопараметрическое возмущение

$$\ddot{Y}_0 = \hat{I} \ddot{y}_0 \quad (14)$$

Вектор \hat{I} не является единичным. В частности можно возмущать только один опорный узел, задавая все остальные компоненты вектора \hat{I} равными 0. Преобразуем далее уравнение (9)

$$\begin{aligned} & M \ddot{Y} + (B_1 + B_E) \dot{Y} + R Y = \\ & = (M R^{-1} C - m_1) \hat{I} \ddot{y}_0 + (B_1 R^{-1} C - \beta_1) \hat{I} \dot{y}_0 + \\ & + (B_E R^{-1} C + \beta_E) \hat{I} \dot{y}_0 \end{aligned} \quad (14)$$

Аналогично (6) получим

$$\begin{aligned} & \ddot{\Xi} + X^{-1} M^{-1} B X \dot{\Xi} + K^2 \Xi = \\ & = X^{-1} M^{-1} (M R^{-1} C - m_1) \hat{I} \ddot{y}_0 + \\ & + X^{-1} M^{-1} (B_1 R^{-1} C - \beta_1) \hat{I} \dot{y}_0 + \\ & + X^{-1} M^{-1} (B_E R^{-1} C + \beta_E) \hat{I} \dot{y}_0 \end{aligned} \quad (15)$$

Для пропорционального демпфирования с учетом (12) можно записать

$$\begin{aligned} & \ddot{\Xi} + \Gamma K \dot{\Xi} + K^2 \Xi = N^{-1} X^T (M R^{-1} C - m_1) \hat{I} \ddot{y}_0 + \\ & + N^{-1} X^T (B_1 R^{-1} C - \beta_1) \hat{I} \dot{y}_0 + \\ & + N^{-1} X^T (B_E R^{-1} C + \beta_E) \hat{I} \dot{y}_0 \end{aligned}$$

Если обозначить

$$R^{-1} C \hat{I} = I, \quad (16)$$

то получим

$$\begin{aligned} & \ddot{\Xi} + \Gamma K \dot{\Xi} + K^2 \Xi = \\ & = N^{-1} X^T (M I - m_1 \hat{I}) \ddot{y}_0 + \\ & + N^{-1} X^T (B_1 I - \beta_1 \hat{I}) \dot{y}_0 + \\ & + N^{-1} X^T (B_E I + \beta_E \hat{I}) \dot{y}_0 \end{aligned} \quad (17)$$

Уравнение (17) отличается от аналогичного уравнения (6) лишь наличием второго члена в правой части, учитывающего нагрузки на массы от взаимных скоростей опор. При единичном векторе \hat{I} этот член исчезает. В общем случае разложение по формам имеет вид

$$\ddot{\xi}_j + \gamma_j k_j \dot{\xi}_j + k_j^2 \xi_j = d_j^{(acc)} \ddot{y}_0 + d_j^{(vel,I)} \dot{y}_0 + d_j^{(vel,E)} \dot{y}_0 \quad (18)$$

В полученном уравнении дополнительные члены, связанные с внутренним и внешним трением, отмечены верхним индексом I и E соответственно.

Отметим также, что для диагональной матрицы масс множитель при \ddot{y}_0 имеет известный вид

$$d_j^{(acc)} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i x_{ij} I_i}{v_j} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i x_{ij} I_i}{\sum_{i=1}^n m_i x_{ij}^2} \quad (19)$$

Прежде, чем переходить собственно к линейно-спектральной методике определения сейсмических нагрузок, отметим условия применимости гипотезы о пропорциональном демпфировании. Кроме указанных выше случаев, произведение $X^{-1} M^{-1} (B_1 + B_E) X$ не является диагональной матрицей и ведет к перевязке форм колебаний. Однако на практике недиагональными элементами рассматриваемой матрицы часто пренебрегают, принимая демпфирование пропорциональным. Опыт работы авторов показывает, что если коэффициент неупругого сопротивления во всех элементах сооружения не превышает 0.3 (15% от критического значения), то пренебрежение недиагональными членами вполне приемлемо. Однако пренебречь недиагональными элементами удастся и в более сложных случаях. Такого рода пример приведен в статье [9], где рассмотрена система сейсмоизоляции, причем в элементах сейсмоизоляции $\gamma = 1$. Тем не менее, недиагональные элементы рассматриваемой матрицы оказались малыми. В [2] высказана удобная гипотеза: если все коэффициенты ϵ_{kj} корреляции форм колебаний много меньше 1, т.е. отсутствует корреляция форм, то перевязкой форм колебаний за счет демпфирования можно пренебречь. Для оценки коэффициентов корреляции можно использовать различные формулы (Ньюмарк [10], Петрова [11], Тер-Кюрияна [12] и др). Авторы пользуются обычной формулой А.А.Петрова

$$\epsilon_{kj} = \frac{2 \cdot (\gamma_i k_i + \gamma_j k_j) \cdot \sqrt{\gamma_i \gamma_j k_i^3 k_j^3}}{(k_i + k_j)^2 \cdot (k_i - k_j)^2 + k_i k_j [\gamma_i \gamma_j (k_i^2 + k_j^2) + k_i k_j (\gamma_i^2 + \gamma_j^2)]} \quad (20)$$

Перейдем теперь к оценке сейсмических нагрузок по линейно-спектральной методике (ЛСМ). В полученных уравнениях, в отличие от классической теории, в правой части присутствуют две составляющих, определяемых ускорением и скоростью колебаний основания. Посколь-

ку функция и ее производная не коррелируют между собой, можно оценить сейсмическую нагрузку отдельно от каждого слагаемого.

Первая часть нагрузки определяется из традиционного уравнения

$$\ddot{\xi}_j + \gamma_j k_j \dot{\xi}_j + k_j^2 \xi_j = d_j^{(acc)} \ddot{y}_0 \quad (21)$$

а вторая – из уравнения

$$\dot{\xi}_j + \gamma_j k_j \dot{\xi}_j + k_j^2 \xi_j = (d_j^{(vel,I)} + d_j^{(vel,E)}) \dot{y}_0 \quad (22)$$

Для уравнения (21) значение расчетного ускорения a_{ij} по i -ому обобщенному направлению и j -ой форме колебаний определяются по формуле

$$a_{ij} = x_{ij} \xi_j^{(max)} = Ag K_1 \beta(T_j) x_{ij} d_j^{(acc)} = Ag K_1 \beta(T_j) \eta_{ij} \quad (23)$$

Столбец сейсмических сил по j -ой форме $s_j = \{\dots s_{ij} \dots\}$ получается из столбца расчетных ускорений $a_j = \{\dots a_{ij} \dots\}$ стандартным образом

$$\mathbf{s}_j^{(acc)} = \mathbf{M} \mathbf{a}_j \quad (24)$$

Для диагональной матрицы масс получаем нормативную формулу определения сейсмической нагрузки

$$s_{ij} = a_{ij} m_i = Ag m_i K_1 \beta(T_j) \eta_{ij} \quad (25)$$

При этом коэффициент формы η_{ij} определяется следующим образом:

$$\eta_{ij} = \frac{x_{ij} \sum_{i=1}^n m_i x_{ij} I_i}{\sum_{i=1}^n m_i x_{ij}^2} \quad (26)$$

Отметим, что неоднородность поля ускорений под опорами не меняет вид расчетных формул. Просто величина I_i не задается, а вычисляется по формуле (16).

Для уравнения (22) все получается аналогично

$$a_{ij}^{(vel)} = Ag K_1 \beta^{(vel)}(T_j) \eta_{ij}^{(vel)}. \quad (27)$$

Здесь $a_{ij}^{(vel)}$ – ускорение по направлению « i » и форме колебаний « j », вызванное демпфированием в системе; $\beta^{(vel)}(T_j)$ – спектр скорости; $\eta_{ij}^{(vel)} = x_{ij}(d_j^{(vel,I)} + d_j^{(vel,E)})$ – аналог коэффициента формы.

Соответствующая сейсмическая сила, аналогично (24) будет

$$s_j^{(vel)} = \mathbf{M} \cdot \mathbf{a}_j^{(vel)}. \quad (28)$$

Учитывая, что полученные составляющие ускорения статистически независимы, получаем следующую оценку сейсмической нагрузки по j -ой форме колебаний

$$s_j = \sqrt{(s_j^{(acc)})^2 + (s_j^{(vel)})^2}. \quad (29)$$

Расчетный спектр скорости можно построить, как огибающую спектров. Такая методика подробно изложена в статье [13]. Часто вместо спектра скорости используют спектр псевдо скорости, получаемый делением спектра ускорений на частоту. В последнем случае для диагональной матрицы масс оценка сейсмической нагрузки принимает вид

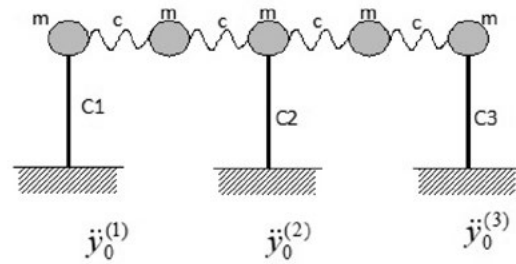


Рисунок 1 — Расчетная схема

Figure 1 — The Design Schema

$$s_{ij} = a_{ij} m_i = Ag m_i K_1 \beta(T_j) v_j^{-1} \left[(d_j^{(acc)})^2 + \left(\frac{d_j^{(vel,I)} + d_j^{(vel,E)}}{k_j} \right)^2 \right]^{1/2} \quad (30)$$

В качестве примера рассмотрим систему, приведенную на рис.1. Система включает 5 масс. В примере все массы приняты одинаковыми и с величиной $m=100$ т, жесткость всех горизонтальных пружин также принята одинаковой $c=10000$ кН/м; жесткость опор принята $C1=5000$ кН/м, $C2=10000$ кН/м, $C3=15000$ кН/м.

В случае, когда все три опоры колеблются одинаково, реализуется нормативная методика расчета. При этом

$$\hat{\mathbf{i}} = \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{pmatrix}. \quad (31)$$

Спектр ускорений в соответствии с СП 14.13330 [4] имеет следующие значения

$$\beta = \begin{pmatrix} 1,626 \\ 1,995 \\ 2,5 \\ 2,447 \\ 2,5 \end{pmatrix}.$$

Матрица коэффициента формы имеет следующий вид:

$$\eta = \begin{pmatrix} 1,204 & -0,316 & 0,044 & 0,13 & -0,062 \\ 1,275 & -0,158 & -0,117 & -0,099 & 0,099 \\ 0,783 & 0,158 & 0,211 & -0,104 & -0,049 \\ 0,73 & 0,474 & -0,133 & 0,023 & -0,094 \\ 0,355 & 0,316 & 0,079 & 0,098 & 0,153 \end{pmatrix},$$

а сейсмические силы по формам колебаний приведены ниже

$$s = \begin{pmatrix} 746,894 & -247,176 & 42,681 & 124,778 & -60,333 \\ 813,141 & -123,588 & -114,487 & -95,362 & 97,275 \\ 0,783 & 0,158 & 0,211 & -0,104 & -0,049 \\ 0,73 & 0,474 & -0,133 & 0,023 & -0,094 \\ 0,355 & 0,316 & 0,079 & 0,098 & 0,153 \end{pmatrix}.$$

Рассмотрим случай, когда возмущение действует только на первую опору. В этом случае вектор кинематических возмущений характеризуется следующим столбцом

Таблица 1 — Расчет сейсмических сил

Table 1 — Calculation of seismic forces

Значения сейсмических сил при расчете по СП 14.13330	Значения сейсмических сил при возмущении отдельных опор			
	1-ой опоры	2-ой опоры	3-ей опоры	расчетная
$S_c = \begin{pmatrix} 816,289 \\ 827,99 \\ 524,329 \\ 595,623 \\ 347,891 \end{pmatrix}$	$S_c = \begin{pmatrix} 265,667 \\ 264,92 \\ 172,981 \\ 191,895 \\ 122,588 \end{pmatrix}$	$S_c = \begin{pmatrix} 345,962 \\ 347,189 \\ 229,33 \\ 227,886 \\ 153,217 \end{pmatrix}$	$S_c = \begin{pmatrix} 367,763 \\ 288,032 \\ 229,825 \\ 393,767 \\ 285,086 \end{pmatrix}$	$S_c = \begin{pmatrix} 570,542 \\ 523,149 \\ 367,878 \\ 493,769 \\ 346,089 \end{pmatrix}$

$$\hat{\mathbf{i}} = \begin{pmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}. \quad (32)$$

$$\hat{\mathbf{i}} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \end{pmatrix}, \quad (34)$$

Матрица – аналог ненормативной матрицы коэффициентов формы, сформированная с использованием формулы (26), имеет вид

$$\eta = \begin{pmatrix} 0,378 & 0,105 & 2,693 \times 10^{-3} & 0,078 & 0,013 \\ 0,4 & 0,053 & -7,222 \times 10^{-3} & -0,06 & -0,02 \\ 0,246 & -0,053 & 0,013 & -0,063 & 0,01 \\ 0,229 & -0,158 & -8,23 \times 10^{-3} & 0,014 & 0,019 \\ 0,111 & -0,105 & 4,892 \times 10^{-3} & 0,059 & -0,031 \end{pmatrix}.$$

В этом случае получается следующая матрица сейсмических сил

$$s = \begin{pmatrix} 241,09 & 82,392 & 2,641 & 75,274 & 12,373 \\ 255,296 & 41,196 & -7,085 & -57,529 & -19,949 \\ 156,897 & -41,196 & 12,821 & -60,072 & 9,816 \\ 146,191 & -123,588 & -8,074 & 13,331 & 18,846 \\ 71,004 & -82,392 & 4,799 & 56,549 & -30,779 \end{pmatrix}.$$

Рассмотрим случай, когда возмущается только вторая опора

$$\hat{\mathbf{i}} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \end{pmatrix}. \quad (33)$$

В этом случае аналог матрицы коэффициентов формы

$$\eta = \begin{pmatrix} 0,492 & -0,105 & 0,026 & -0,125 & 0,02 \\ 0,521 & -0,053 & -0,07 & 0,096 & -0,032 \\ 0,32 & 0,053 & 0,127 & 0,1 & 0,016 \\ 0,298 & 0,158 & -0,08 & -0,022 & 0,03 \\ 0,145 & 0,105 & 0,047 & -0,094 & -0,05 \end{pmatrix},$$

а матрица сейсмических сил сейсмической силы

$$s = \begin{pmatrix} 313,794 & -82,392 & 25,642 & -120,144 & 19,633 \\ 332,283 & -41,196 & -68,782 & 91,821 & -31,654 \\ 204,211 & 41,196 & 124,465 & 95,88 & 15,576 \\ 190,276 & 123,588 & -78,38 & -21,278 & 29,905 \\ 92,415 & 82,392 & 46,589 & -90,257 & -48,84 \end{pmatrix}.$$

Наконец, в случае, когда возмущается третья опора

аналог матрицы коэффициента формы

$$\eta = \begin{pmatrix} 0,334 & -0,316 & 0,015 & 0,177 & -0,094 \\ 0,354 & -0,158 & -0,039 & -0,135 & 0,152 \\ 0,217 & 0,158 & 0,071 & -0,141 & -0,075 \\ 0,202 & 0,474 & -0,045 & 0,031 & -0,143 \\ 0,098 & 0,316 & 0,027 & 0,133 & 0,234 \end{pmatrix},$$

а матрица сейсмических сил имеет вид

$$s = \begin{pmatrix} 213,011 & -247,176 & 14,398 & 169,648 & -92,338 \\ 225,562 & -123,588 & -38,62 & -129,654 & 148,878 \\ 138,623 & 123,588 & 69,884 & -135,386 & -73,259 \\ 129,164 & 370,764 & -44,009 & 30,045 & -140,65 \\ 62,734 & 247,176 & 26,159 & 127,446 & 229,705 \end{pmatrix}$$

Расчетные значения сейсмических сил приведены в таблице 1. При этом сейсмические силы по СП 14.13330 вычислены по формуле

$$S_i = \sqrt{\sum_{j=1}^5 s_{ij}^2}. \quad (35)$$

По предлагаемой методике сейсмические силы вычислены по формуле (35) для возмущения каждой из опор, а расчетная сила определена как корень из суммы квадратов сил, возникающих от возмущения каждой опоры, т.е. в предположении, что возмущения опор статистически независимы

$$S_i^{(k)} = \sqrt{\sum_{j=1}^5 s_{ij}^{(k)2}},$$

$$S_i = \sqrt{\sum_{k=1}^3 [S_i^{(k)}]^2}.$$

где k – номер опоры.

Из таблицы 1 видно, что учет несинхронности колебаний опор приводит к заметному снижению расчетных сейсмических сил.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Предложенная методика позволяет в рамках действующих норм проводить расчеты протяженных сооружений с то-

чечным опиранием на основание. При этом имеется возможность задать расчетную сейсмичность для каждой из опор сооружения. Это важно, например, для мостов или трубопроводов, у которых одна из опор находится на земле, а другая – на сооружении.

Для реализации методики необходимо только модифицировать формулу для определения коэффициентов

формы. При этом сейсмические нагрузки определяются от возмущения каждой из опор, т.е. получается столько матриц сейсмических сил, сколько опор в системе. Далее суммирование сейсмических нагрузок производится по формам колебаний и по опорам. При статистической независимости форм колебаний и возмущения опор, просто берется корень из суммы квадратов компонент.

Литература

1. Гиман Л.Н., Уздин А.М. К вопросу расчета на сейсмические воздействия протяженных сооружений с дискретными опорами // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2002. №2. С. 18-23.
2. Уздин А.М., Кузнецова И.О. Сейсмостойкость мостов. Саарбрюкен (Германия). Palmarium. 2014. 450 с.
3. Елисеев О.Н., Уздин А.М. Сейсмостойкое строительство. Учебник. СПб.: Изд. ПВВИ-СУ. 1997. 371 с.
4. СП 14.13330.2018 Строительство в сейсмических районах. СНиП II-7-81*
5. Клаф Р., Пензиен Дж. Динамика сооружений. М.: Стройиздат. 1979. 320 с.
6. Семенов В.А., Лебедев В.Л. Расчеты пространственных сооружений с использо-

- ванием пространственных моделей сейсмического воздействия // Справочник. Инженерный журнал. 2012. №10. С.21-28.
7. Долгая А.А., Индейкин А.В., Уздин А.М. Теория диссипативных систем. СПб. ПГУПС. 1999. 99 с.
8. Тяпин А.Г. О роли демпфирования в динамических нагрузках при расчете на сейсмические воздействия // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2018. №1. С.33-39.
9. Воробьева К.В., Давыдова Г.В., Уздин А.М. Возможность приближенного учета демпфирования при расчете сейсмостойкости сейсмоизолированных систем // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. 2014. №5-6. С.35-37.
10. Ньюмарк Н., Розенблюэт Э. Основы

- сейсмостойкого строительства. М.: Стройиздат. 1980. 343 с.
11. Петров А.А., Базилевский С.В. Учет взаимной корреляции между обобщенными координатами при определении сейсмических нагрузок. Реф. инф. «Сейсмостойкое строительство (отечественный и зарубежный опыт)», серия XIV, ЦИНИС. М. 1978. Вып.5. С.23-28.
12. Kiureghian. A. Response spectrum method for random vibration analysis of MDF systems. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 1981, vol. 9, no.5, pp.419-435.
13. Huatin Chen, Ping Tan, Fulin Zhou. An improved response spectrum method for non-classically damped systems. Bulletin of earthquake engineering. 2017, volume 15, no. 10, pp. 4375-4397.

References

1. Gimán L.N., Uzdin A.M. K voprosu rascheta na seismicheskie vozdeistviya protyazhennyh sooruzhenii s diskretnymi oporami. Seismostoiikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii [Earthquake engineering. Constructions safety]. 2002, no.2, pp. 18-23. [In Russian].
2. Uzdin A.M., Kuznecova I.O. Seismostoiikost' mostov. Saarbryuken (Germaniya). Palmarium. 2014. 450 p. [In Russian].
3. Eliseev O.N., Uzdin A.M. Seismostoiikoe stroitel'stvo. Uchebnik. SPb.: Izd. PVVISU. 1997. 371 p. [In Russian].
4. SP 14.13330.2018 Stroitel'stvo v seismicheskikh raionah. SNiP II-7-81*
5. Klaf R., Penzien Dzh. Dinamika sooruzhenii. M.: Stroizdat. 1979. 320 p. [In Russian].
6. Semenov V.A., Lebedev V.L. Raschety

- prostranstvennyh sooruzhenii s ispol'zovaniem prostranstvennyh modelei seismicheskogo vozdeistviya. Spravochnik. Inzhenernyi zhurnal. 2012, no.10, pp. 21-28 [In Russian].
7. Dolgaya A.A., Indeikin A.V., Uzdin A.M. Teoriya dissipativnyh sistem. SPb.: PGUPS. 1999. 99 p. [In Russian].
8. Tyapin A.G. O roli dempfirovaniya v dinamicheskikh nagruzkah pri raschete na seismicheskie vozdeistviya. Seismostoiikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii [Earthquake engineering. Constructions safety]. 2018, no.1, pp. 33-39 [In Russian].
9. Vorob'eva K.V., Davydova G.V., Uzdin A.M. Vozmozhnost' priblizhennogo ucheta dempfirovaniya pri raschete seismostoiikosti seismoizolirovannyh system. Prirodnye i tekhnogennye riski. Bezopasnost' sooruzhenii. 2014, no. 5-6, pp.35-37 [In Russian].

10. N'yumark N., Rozenblyuet E. Osnovy seismostoiikogo stroitel'stva. M.: Stroizdat. 1980. 343 p. [In Russian].
11. Petrov A.A., Bazilevskii S.V. Uchet vzaimnoi korrelyatsii mezhdru obobshchennymi koordinatami pri opredelenii seismicheskikh nagruzok. Ref.inf. «Seismostoiikoe stroitel'stvo (otechestvennyi i zarubezhnyi opyt)», seriya XIV, CINIS, M., 1978, vyp.5, pp.23-28. [In Russian].
12. Kiureghian A. Response spectrum method for random vibration analysis of MDF systems. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 1981, vol.9, no.5, pp.419-435. [In English].
13. Huatin Chen, Ping Tan, Fulin Zhou. An improved response spectrum method for non-classically damped systems. Bulletin of earthquake engineering. 2017, volume 15, no. 10, pp. 4375-4397. [In English].

Для цитирования: Смирнова Л.Н., Уздин А.М., Полоротова Н.А. Линейно-спектральная методика для протяжённых систем с пропорциональным демпфированием // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2020. № 1. С. 5-10.

For citation: Smirnova L.N., Uzdin A.M., Polorotova N.A. Response Spectra Method for Extended Systems with Proportional Damping. Seismostoiikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii [Earthquake engineering. Constructions safety], 2020, no. 1, pp. 5-10. (In Russian).



Тяпин А.Г.
доктор технических наук

Антонов Н.А.
кандидат технических наук, начальник отдела динамических расчетов БКП-2

АО «Атомэнергопроект», Москва, Российская Федерация

УДК 624.042.7

Расчет сейсмической реакции слоистого основания для побочных грунтовых профилей

Аннотация: В статье предлагается новый способ расчета реакции основания на сейсмические воздействия для т.н. «побочных» грунтовых профилей (мягкого LB и жесткого UB). Эти профили по нормативным требованиям рассматриваются дополнительно к среднему профилю (BE) для учета неопределенности в свойствах грунтов основания. Авторы предлагают отказаться от использования одной и той же акселерограммы, задаваемой на поверхности всех трех исходных профилей, поскольку физически она соответствует различным воздействиям, приходящим из глубины, что противоречит идеологии норм. Вместо этого предлагается использовать одну и ту же акселерограмму на открытой поверхности подстилающего полупространства. В этом тоже есть определенная

нефизичность, поскольку в трех рассматриваемых профилях (среднем, мягком и жестком) полупространства разные по своим свойствам. Однако по физическим соображениям, если все эти полупространства достаточно жесткие, погрешность не должна оказаться большой. На конкретном примере рассматривается влияние смены алгоритма расчета на результаты. Если влияние на пересчитанные профили скоростей и коэффициентов демпфирования оказалось незначительным, то влияние на получающиеся в результате спектры на открытой отметке подошвы фундамента оказалось намного значительнее. В целом спектры для побочных грунтовых профилей приблизились к спектрам для среднего грунтового профиля, что отражает физическую реальность.

Ключевые слова: расчет сейсмической реакции площадки (SRA); средний (BE), жесткий (UB) и мягкий (LB) грунтовые профили; спектр воздействия на отметке заложения фундамента (FIRS).

Tyapin A.G., Doctor of Technical Science, JSC "Atomenergoproekt", Moscow, Russian Federation

Antonov N.A., PhD, Head of Dynamic Analysis Department BCP-2, JSC «Atomenergoproekt», Moscow, Russian Federation

Site Response Analysis for "Side" Soil Profiles

Abstract: The authors suggest a new procedure of Site Response Analysis (SRA) for the so-called "side" (or additional) soil profiles – Low Boundary (LB) and Upper Boundary (UB). Standards require the analyses of these profiles in addition to the Best Estimate profile (BE) to account

for the uncertainty in the input data about soil properties. The authors suggest stopping using the same input time history for all three profiles as a control motion at the surface, because it corresponds to the different physical seismic excitations coming from the depth. This is not in line

with the ideology of Standards. Instead the authors suggest using the same time history as a control motion at the outcropped surface of the underlying half-space. This is also not completely correct, because for these three profiles (BE, UB and LB) the underlying half-spaces are also different. However, due to the physical considerations if all half-spaces are stiff enough, the error should not be so important. The effect of the

proposed change is demonstrated on a particular site. The changes in the velocity and damping profiles have proved to be negligible, but the difference in the resulting response spectra at the outcropped surface of the foundation mat has proved to be significant. Generally, the response spectra for the "side" profiles came closer to spectrum for the BE profile. This result reflects the real world logic.

Keywords: site response analysis (SRA), best estimate (BE), upper boundary (UB) and lower boundary (LB) soil profiles, foundation input response spectra (FIRS).

DOI 10.37153/2618-9283-2020-1-11-17

Расчет реакции основания в отсутствии сооружений (site response analysis – сокращенно SRA) является обязательной частью расчета ответственных сооружений на сейсмические воздействия [1,2]. Нормы расчета ответственных сооружений на сейсмические воздействия [2,3] подразумевают специальный учет неопределенности в описании свойств грунтового основания. С этой целью наряду с грунтовыми профилями скоростей и демпфирования по глубине, полученными в процессе изысканий усреднением исходных данных (эти профили условно называются «средними», или, в англоязычной литературе, «Best Estimate», сокращенно BE), рассматриваются т.н. «побочные» грунтовые профили: мягкие («Lower Boundary», сокращенно LB) и жесткие («Upper Boundary», сокращенно UB). Процедура определения свойств грунтовых профилей прописана в [2,3]. В частности, модули упругости слоев грунта (модули сдвига для V_s и модули стесненного сжатия для V_p) должны отличаться от соответствующих модулей для среднего профиля не менее чем в полтора раза (вверх для жесткого профиля и вниз для мягкого профиля).

Сейсмическое воздействие на отметке заложения фундамента описывается спектрами ответа (они называются «foundation input response spectra» – сокращенно FIRS), которые получаются огибанием спектров ответа для всех трех грунтовых профилей: BE, UB и LB.

Пока вероятностный расчет SRA, предписываемый американскими нормами ASCE4-16 [2,3], по ряду причин не вошел в отечественную практику, специалисты пользуются детерминистическим расчетом [1]. Спектр ответа для профиля BE особых вопросов пока не вызывает. Методика его получения описана в [1]: на поверхности исходного грунтового профиля (профиля номер один) задается акселерограмма, синтезированная под спектр, заданный для этой поверхности сейсмологами. Потом с помощью программы SHAKE [4] проводится деконволюция (расчет волнового поля сверху вниз) через пакет горизонтальных слоев грунта до открытой поверхности однородного подстилающего полупространства. Затем проводится конволюция от этой поверхности вверх через пакет слоев – но это уже измененный профиль (профиль номер два), отличающийся от «профиля номер один» обычно в верхних слоях (хотя бы в силу планировки площадки, обратной засыпки и пр.). В результате этой конволюции определяются пересчитанные (с учетом деградации) свойства грунта и воздействие на отметке заложения фундамента (т.е. тот спектр, который со стороны профиля BE будет потом использован при огибании с целью получения FIRS). Количество акселерограмм может быть увеличено – тогда

пересчитанные свойства слоев и полученные спектры будут усредняться.

Статья посвящена обсуждению особенностей определения спектров ответа для побочных грунтовых профилей. До последнего времени авторы использовали для побочных профилей LB и UB процедуру, аналогичную описанной выше процедуре для профиля BE, с заменой свойств профилей как при деконволюции, так и при конволюции. Однако со временем пришло понимание того, что такой подход не совсем физически оправдан. Идеология норм, как ее понимают авторы, в этой части состоит в том, чтобы пропускать через три разных грунтовых профиля ОДНО И ТО ЖЕ сейсмическое воздействие. Однако, если вдуматься, мы нарушаем это условие, задавая в начале расчета одну и ту же акселерограмму на свободной поверхности исходного грунта для всех трех грунтовых профилей. Действительно, как неоднократно писал один из авторов [1], физическое сейсмическое воздействие приходит на площадку снизу и характеризуется восходящей волной в подстилающем полупространстве (или, что то же самое, движением открытой поверхности этого полупространства; на открытой поверхности ускорения в восходящей волне просто удваиваются при отражении). На свободную поверхность слоистого профиля волна приходит уже трансформированной в зависимости от свойств пакета слоев. Таким образом, для трех разных грунтовых профилей одно и то же физическое воздействие обернется разными акселерограммами и спектрами на свободной поверхности.

Как учесть этот эффект? Напрашивается мысль проводить деконволюцию для всех трех профилей на едином профиле BE, и лишь потом при конволюции задавать разные профили LB и UB. Тем самым мы вроде бы обеспечиваем одну и ту же приходящую снизу волну. Однако в этом есть определенная натяжка. Дело в том, что для сохранения физичности в переходе от деконволюции к последующей конволюции подстилающее полупространство в профиле номер 1 и в профиле номер 2 должно быть одним и тем же по своим свойствам. Однако, как описано выше, полупространства в профилях LB и UB должны отличаться по модулям от полупространства в профиле BE как минимум в полтора раза. Получая в результате деконволюции на среднем профиле движение открытого полупространства BE, мы «волевым порядком» назначаем то же движение для полупространств LB и UB, внося тем самым неизбежную погрешность.

Здесь, по мнению авторов, может быть только одно оправдание. Насколько они понимают, при задании сейсмологами движения поверхности однородного полупространства (на основании законов изменения параметров

движения с расстоянием от очага, типов очагов и пр.) влияние жесткости полупространства на спектры таково, что различия между «жестким», «очень жестким» и «очень-очень жестким» полупространствами с точки зрения получающихся спектров невелики. Недаром американские коллеги [2,3] в принципе рекомендуют рассматривать пакет на абсолютно жесткой платформе (физически - на очень жесткой скале). На практике это означает, что глубина рассматриваемой толщи увеличивается до тех пор, пока не появится очень жесткая скала (со скоростью сдвиговых волн V_s порядка 2500 м/с). Отечественные же сейсмологи отмечают, что при увеличении скорости V_s в полупространстве больше 1138 м/с движение поверхности этого полупространства практически перестает меняться. Применительно к нашему случаю это означает, что в самом мягком профиле (LB) скорость V_s в подстилающем полупространстве должна быть больше 1138 м/с – тогда мы вправе пренебречь различиями в движении поверхностей трех полупространств, несмотря на различия в их жесткости.

Альтернативой предлагаемому подходу является оставление свойств подстилающих полупространств при конволюции для побочных профилей такими же, как для среднего профиля при деконволюции. Тогда нет вопросов по навязыванию другим полупространствам чужого движения, зато появляется другое осложнение. Если для среднего профиля между полупространством и нижним слоем нет контраста по свойствам, то для побочных профилей он появится – полупространство не изменится, а нижний слой станет заметно мягче (LB) или жестче (UB). Контрастная граница, как мы

знаем, обычно приводит к появлению резонансных эффектов, которые в данном случае будут чисто паразитическими. Поэтому, выбирая из двух зол, авторы решили остановиться на смене свойств полупространства при переходе от деконволюции к конволюции.

Конечно, возникает вопрос – а как быть, если приведенное выше ограничение не выполняется – т.е. на доступной при изысканиях глубине мы не видим скалы нужной нам жесткости? Тогда, похоже, у нас не остается другого выхода, кроме как использовать при конволюциях разные воздействия на отрытых поверхностях разных полупространств, обращаясь к сейсмологам с соответствующими запросами, как это уже было в практике [5].

Рассмотрим конкретный пример. Воздействие на поверхности исходного основания задано трехкомпонентной акселерограммой с пиковыми ускорениями по горизонтали порядка 0,4 g. Профили «номер один» показаны по скоростям V_s на рис.1 с учетом и без учета деградации, а по коэффициентам демпфирования с учетом деградации – на рис.2. На этих рисунках приведены все три профиля: BE, LB и UB, как они получаются традиционным способом. Глубина измеряется от абсолютной отметки исходного основания +12,47 м. Отметим, что указанное выше ограничение на жесткость полупространства в профиле LB выполняется, – скорость поперечных волн составляет около 1800 м/с, что заметно больше порогового значения в 1138 м/с.

Мы видим на рис.1 и 2 достаточно типичную картину: в приповерхностных слоях (до глубины примерно 12 м) деградация существенна. Ниже – не очень.

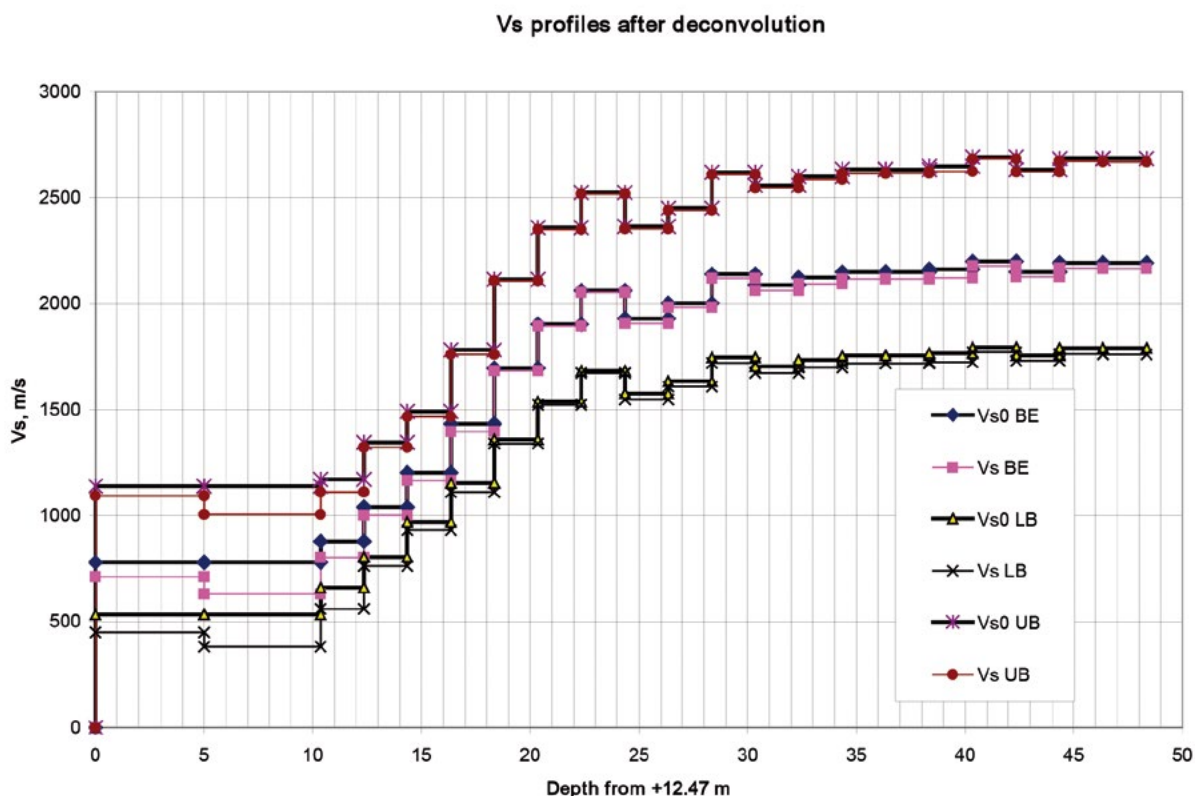


Рисунок 1 — «Профили номер 1» скоростей волн сдвига до деградации (V_{s0}) и после деградации (V_s)

Figure 1 — Soil profiles No.1 of shear wave velocities before the degradation (V_{s0}) and after the degradation (V_s)

Damping profiles after deconvolution

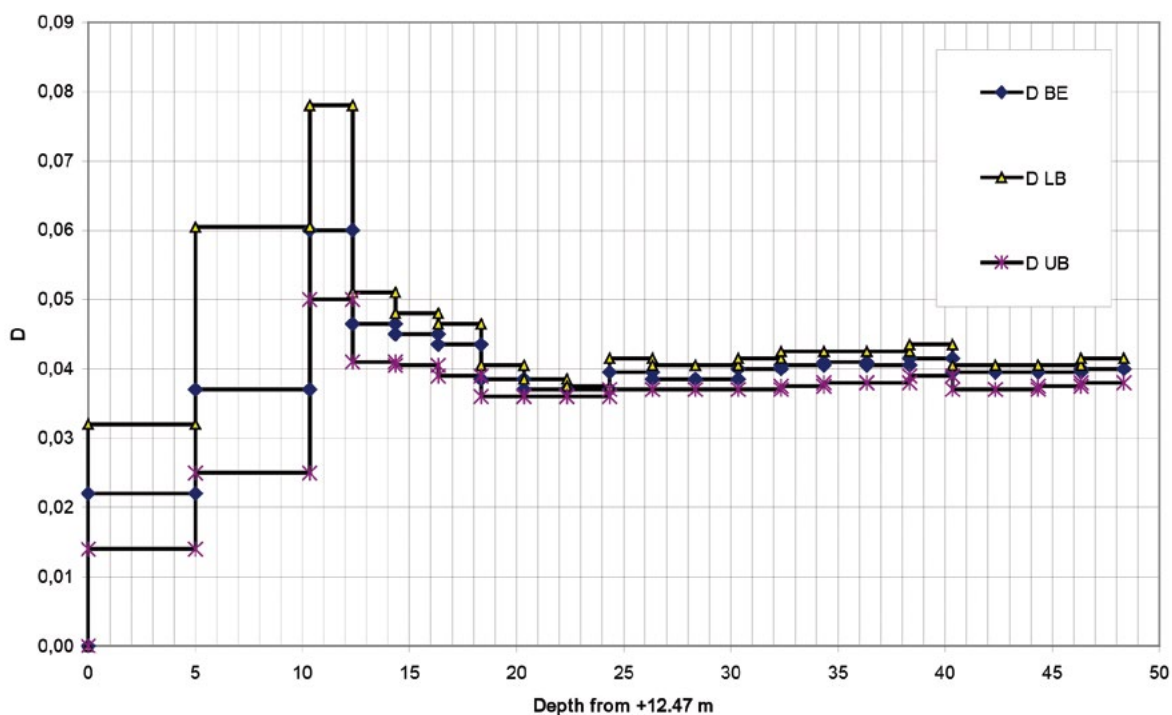


Рисунок 2 — «Профили номер 1» коэффициентов материального демпфирования после деградации
Figure 2 — Soil profiles No.1 of material damping after the degradation

Vs profiles after deconvolution and convolution

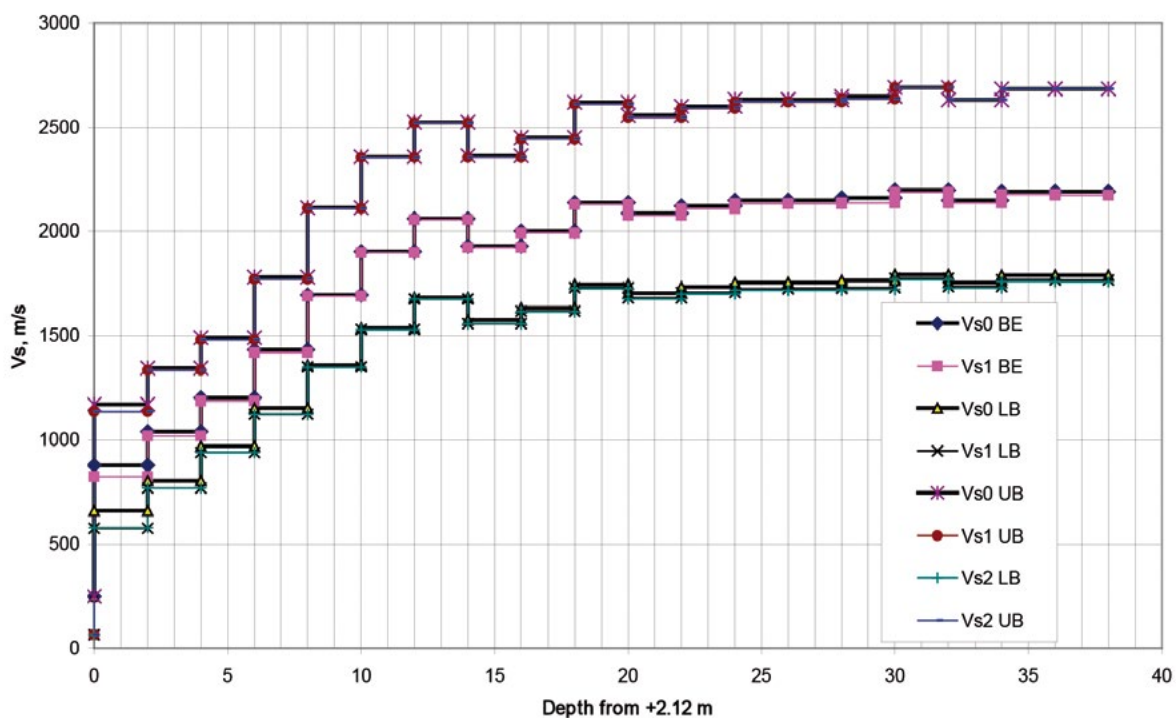


Рисунок 3 — «Профили номер 2» скоростей волн сдвига до деградации (Vs0) и после деградации (Vs1 – традиционным способом, Vs2 – предлагаемым способом)
Figure 3 — Soil profiles No.2 of shear wave velocities before the degradation (Vs0) and after the degradation (Vs1 – traditional approach, Vs2 – proposed approach)

Damping profiles after deconvolution and convolution

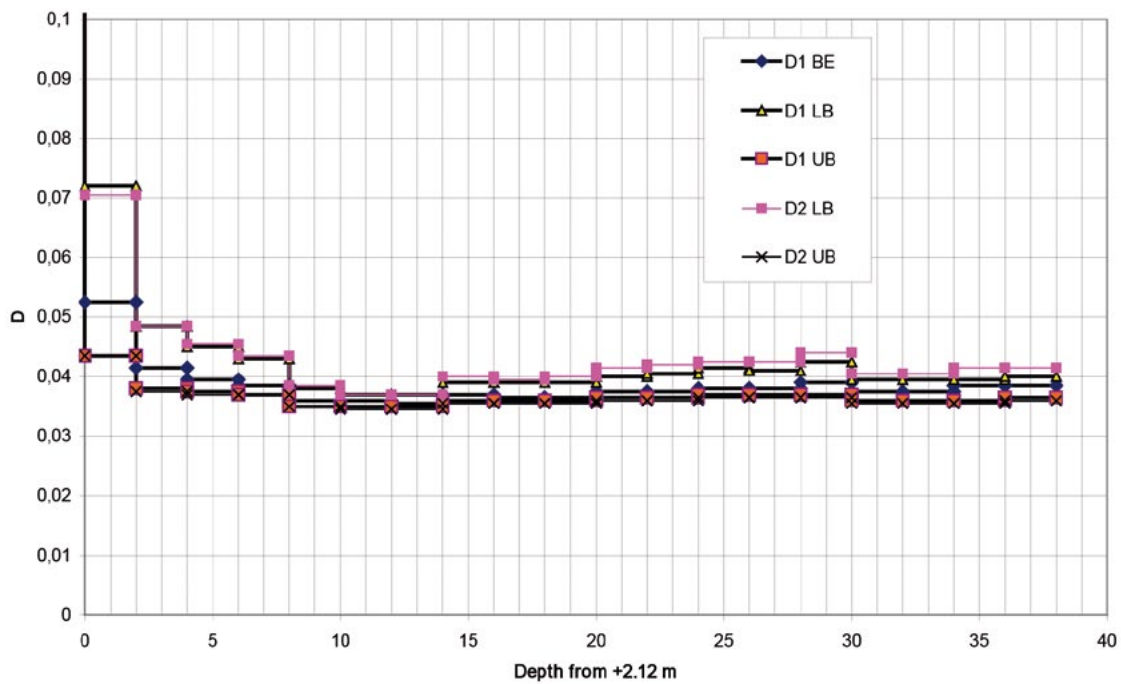


Рисунок 4 — «Профили номер 2» коэффициентов демпфирования после деградации (D1 – традиционным способом, D2 – предлагаемым способом)

Figure 4 — Soil profiles No.2 of material damping after the degradation (D1 – traditional approach, D2 – proposed approach)

Horizontal RS

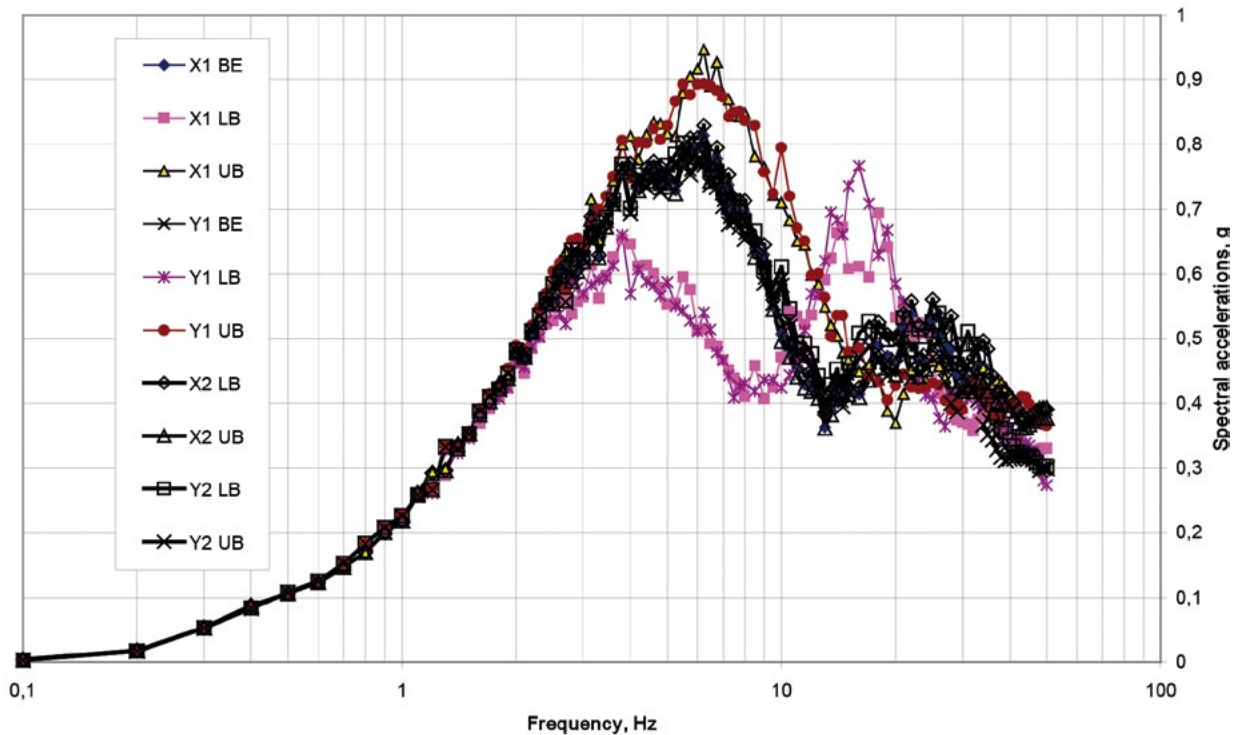


Рисунок 5 — Спектры ответа с демпфированием в осцилляторах 5% горизонтальных ускорений на открытой отметке подошвы фундаментной плиты (X1, Y1 – полученные традиционным способом, X2, Y2 – полученные предлагаемым способом)

Figure 5 — Horizontal accelerations response spectra (5% damping) at the outcropped foundation level in the soil (X1, X2 – traditional approach; Y1, Y2 – proposed approach)

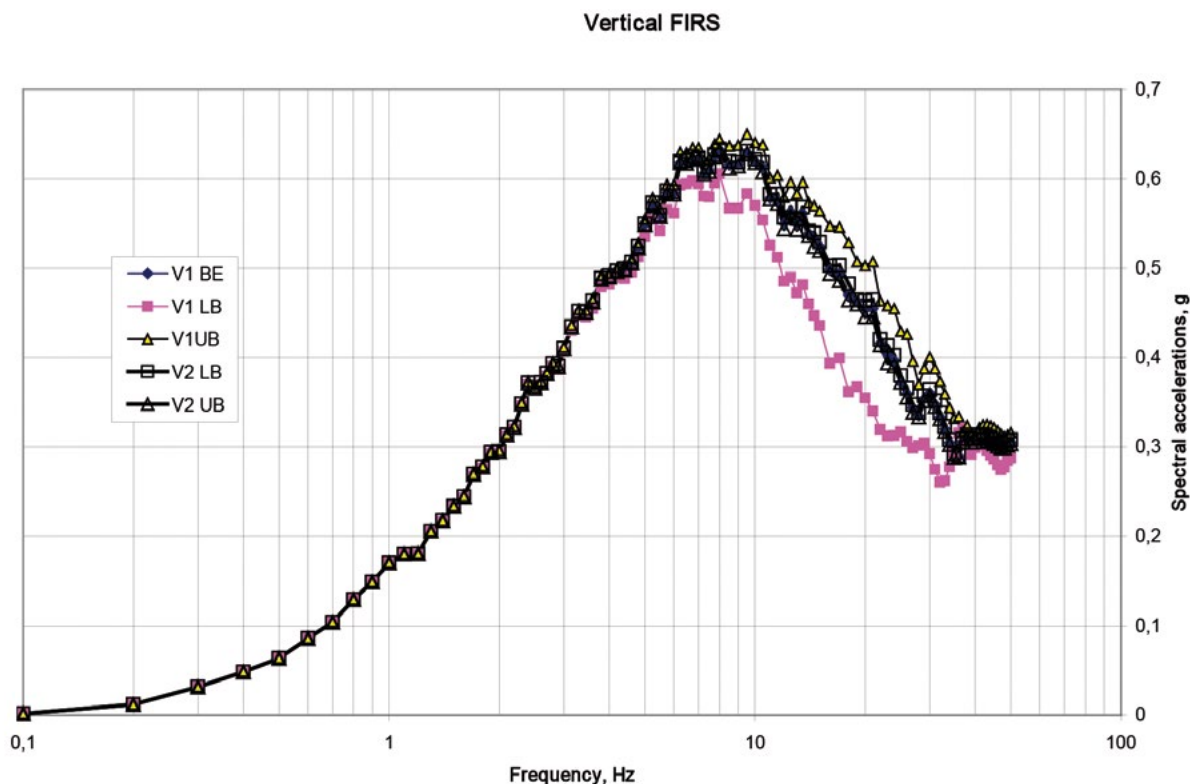


Рисунок 6 — Спектры ответа с демпфированием в осцилляторах 5% вертикальных ускорений на отрытой отметке подошвы фундаментной плиты (V1 – полученные традиционным способом, V2 – полученные предлагаемым способом)

Figure 6 — Vertical accelerations response spectra (5% damping) at the outcropped foundation level in the soil (V1 – traditional approach; V2 – proposed approach)

Теперь перейдем к «профилям номер 2». На рис.3 показаны профили скоростей, на рис.4 – профили коэффициентов демпфирования. Глубина на этот раз отсчитывается от абсолютной отметки +2,12 м – это отметка бетонной подготовки под подошву фундаментной плиты. Выше этой отметки есть грунт обратной засыпки, но он на рисунках не показан (его свойства не варьируются).

Вроде бы различия в профилях невелики – это связано с общим низким уровнем деградации в скальных грунтах, слагающих площадку. Однако нас интересуют не столько свойства грунтов после деградации, сколько спектры на отрытой поверхности подошвы после конволюции. На рис.5 показаны спектры ответа горизонтальных ускорений (с демпфированием в осцилляторах 5%), полученные традиционным и предлагаемым способом.

Мы видим, что разброс между спектрами для трех профилей уменьшился и сместился на высокие частоты – вдали от спектральных максимумов. Это представляется намного более обоснованным физически, чем прежние результаты.

На рис.6 показано аналогичное сравнение для спектров вертикальных ускорений. Там разброс прежних результатов между профилями был заметно меньше, а теперь он практически исчез.

С учетом того, что ранее полученные результаты получались огибанием трех спектров, новые спектры меньше старых спектров по горизонтали в пределах 20 Гц, по вертикали – во всем диапазоне частот до 50 Гц. Это означает, что старые результаты в указанных диапазонах консервативны. Степень этого консерватизма хорошо видна на рис.5.

Перейдем к выводам. В статье предложен новый способ расчета реакции основания на сейсмические воздействия для т.н. «побочных» грунтовых профилей (мягкого LB и жесткого UB). Эти профили рассматриваются наряду со «средним» профилем (BE) для учета неопределенности в свойствах грунтов основания. Авторы предлагают более не использовать одну и ту же акселерограмму на поверхности всех трех исходных профилей, поскольку физически она соответствует различным воздействиям, приходящим из глубины, что противоречит идеологии норм.

Вместо этого предлагается использовать одну и ту же акселерограмму на отрытой поверхности подстилающего полупространства. В этом тоже есть нефизичность, поскольку в трех рассматриваемых профилях (среднем, мягком и жестком) полупространства разные. Мы как бы «навязываем» полупространствам в побочных профилях «чужое» движение, соответствующее движению полупространства из «среднего» профиля. Однако по физическим соображениям, если все эти полупространства достаточно жесткие, погрешность не должна оказаться большой.

На конкретном примере рассмотрено влияние смены алгоритма расчета на результаты. Если влияние на пересчитанные профили скоростей и коэффициентов демпфирования оказалось незначительным, то влияние на получающиеся в результате спектры на отрытой отметке подошвы фундамента оказалось намного значительнее. В целом спектры для побочных грунтовых профилей приблизились к спектрам для среднего грунтового про-

филя, что отражает физическую реальность.

Предложенный подход обоснован для случаев, когда самое мягкое из трех полупространств имеет скорость по-

перечных волн V_s более 1138 м/с. В противном случае придется применять для побочных профилей другие воздействия на отрытых поверхностях полупространств.

Литература

1. Тяпин А.Г. Учет взаимодействия сооружений с основанием при расчетах на сейсмические воздействия. Руководство по расчетам. М.: Издательство АСВ. 2014. 136 с.
2. Тяпин А.Г. Современные нормативные подходы к расчету ответственных сооруже-

- ний на сейсмические воздействия. Научное издание. М.: Издательство АСВ, 2018. 518 с.
3. *Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and Commentary*. ASCE4-16 (2017). Reston, Virginia, USA.
 4. Schnabel P.B., Lysmer J., Seed H.B. (1972) SHAKE – a Computer Program for Earthquake

- Response Analysis of Horizontally Layered Sites*. Rep. EERC 72-12. Berkeley, California.
5. Тяпин А.Г. Метод настраиваемого полупространства для определения сейсмической реакции площадки // *Строительная механика и расчет сооружений*, 2017. №2. С.24-29

References

1. Tyapin A.G. *Uchet vzaimodejstviya sooruzhenij s osnovaniem pri raschetakh na sejsmicheskie vozdejstviya. Rukovodstvo po raschetam*. M.: Izdatel'stvo ASV. 2014. 136 s. [In Russian].
2. Tyapin A.G. *Sovremennye normativnye podkhody k raschetu otvetstvennykh sooruzhenij*

- na sejsmicheskie vozdejstviya. Nauchnoe izdanie*. M.: Izdatel'stvo ASV. 2018. 518 s. [In Russian].
3. *Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and Commentary*. ASCE4-16 (2017). Reston, Virginia, USA.
 4. Schnabel P.B., Lysmer J., Seed H.B. (1972) SHAKE – a Computer Program for Earthquake

- Response Analysis of Horizontally Layered Sites*. Rep. EERC 72-12. Berkeley, California.
5. Tyapin A.G. *Metod nastraivaemogo poluprostranstva dlya opredeleniya sejsmicheskoj reaktsii ploshhadki. Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzhenij*. 2017, no.2, pp.24-29. [In Russian].

Для цитирования: Тяпин А.Г., Антонов Н.А. Расчет сейсмической реакции слоистого основания для побочных грунтовых профилей // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2020. № 1. С. 11-17.

For citation: Tyapin A.G., Antonov N.A. *Site Response Analysis for "Side" Soil Profiles Seismostoykoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij* [Earthquake engineering. Constructions safety], 2020, no. 1, pp. 11-17. (In Russian).



European Regional Seminar Induced Seismicity due to Human Activities

11-14 May 2020

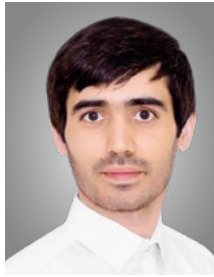
Zernike Campus, Groningen, Netherlands

European Association of Earthquake Engineering (EAGE)
Dutch Earthquake Engineering Association (DEEA)

Seminar Content

The main part of the seminar will be devoted to invited lectures with additional time allocated for short presentations by young researchers, under the age of 35, concerning their ongoing research or engineering projects related to induced seismicity. Discussion sessions will also be organised on some selected topics. The invited lecturers are European experts on the topic of induced seismicity. The seminar will be 4 days with a field trip in Day #4. The trip will be to the gas field, to visit the project sites and to enhance interaction among young participants. The themes of the Regional Seminar are I) Geological & Geophysical Aspects, II) Hazard & Risk, III) Geotechnical Issues, IV) Seismic Monitoring, V) Structural Assessment & Strengthening, and VI) Structural Experiments and Modelling.

Contact for the Regional Seminar: deea2020.regionalseminar@gmail.com



Кабанцев О.В.

доктор технических наук, профессор кафедры «Железобетонные и каменные конструкции»

Умаров К.И.

аспирант

**Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет,
Москва, Российская Федерация**

УДК 699.841: 624.042.7

Особенности упруго-пластического деформирования рамно-связевых железобетонных каркасов при сейсмическом воздействии

Аннотация: В статье приводятся результаты исследований процесса формирования и развития пластических деформаций в железобетонных конструкциях рамно-связевых каркасов при сейсмических воздействиях. Исследования выполнены численными методами с применением нелинейных динамических расчетных методик. Результатами исследований показано: в связевых элементах железобетонных каркасов

уровень пластических деформаций должен быть существенно снижен по отношению к нормативному обобщенному уровню пластики в несущей системе в целом. Выполненными исследованиями обосновано введение дифференцированных значений коэффициента допускаемых повреждений для различных видов конструктивных элементов рамно-связевых железобетонных каркасов сейсмостойких зданий.

Ключевые слова: железобетонные конструкции, сейсмические воздействия, коэффициент пластичности, коэффициент допускаемых повреждений, нелинейный динамический анализ.

Kabantsev O.V., DSc, professor, National Research Moscow State Civil Engineering University, Moscow, Russian Federation

Umarov K. I., postgraduate, National Research Moscow State Civil Engineering University, Moscow, Russian Federation

Features of Elastic-plastic Deformation of Reinforced Concrete Shear-wall Structures under Earthquake Excitations

Abstract: The article provides the results of studies the process of formation and development of plastic deformations in reinforced concrete structures with shear-wall under earthquake excitations. The studies are carried out by numerical methods using nonlinear

dynamic analysis. The results of the research shown: that in the shear-wall elements of reinforced concrete structures the level of plastic deformations should be significantly reduced in relation to the normative level of plastics in other structural elements of the carrier

system. The completed studies substantiated the introduction of differentiated values seismic-force-reduction factor for different types

of structural elements on shear-walls reinforced concrete structures of earthquake-resistant buildings.

Keywords: reinforced concrete structures, earthquake excitation, plasticity coefficients, seismic-force-reduction factor, nonlinear dynamic analysis.

DOI 10.37153/2618-9283-2020-1-18-28

ВВЕДЕНИЕ

В сейсмостойком строительстве широкое распространение имеют железобетонные каркасы рамно-связевой конструктивной схемы. В таких конструктивных системах реализуется оптимальное распределение «ролей» различных групп конструктивных элементов при сейсмическом воздействии: группы связевых элементов воспринимают горизонтальные сейсмические нагрузки, иные группы конструкций – нагрузки от собственного веса, эксплуатационные и прочие виды нагрузок. Рациональные конструктивные решения стали причиной активного развития рамно-связевых систем в сейсмостойком строительстве.

Необходимо отметить, что рамно-связевые несущие системы (в силу структуры распределения связевых элементов в пределах объема сооружения) представляют собой промежуточный класс зданий по критерию жесткости – между жесткими зданиями с несущими стенами и гибкими зданиями рамной конструктивной схемы. Сейсмическая реакция рамно-связевых железобетонных каркасов имеет существенные отличия от аналогичной реакции зданий жесткой и гибкой конструктивных систем, что требует учета особенностей упруго-пластического деформирования рамно-связевых несущих систем при оценке их сейсмостойкости.

Исследованиями сейсмической реакции зданий различных конструктивных систем [1] установлено, что здания в рамно-связевых конструкциях получают достаточно высокий средний уровень повреждений $d=2.3$ (см. табл. 1).

Обобщенные сведения по [1] подтверждаются и более поздними исследованиями – по данным [2] многоэтажные рамно-связевые железобетонные несущие системы демонстрируют сейсмическую реакцию с большими отклонениями от среднего уровня – от полного обрушения до умеренных пластических деформаций.

Необходимо подчеркнуть, что исследованиями установлено весьма высокое значение коэффициента вариации для зданий рамно-связевой конструктивной системы $v=0.37$, что свидетельствует о значительных отклонениях среднего значения от реальной сейсмической реакции в конкретном случае. Приведенные обобщенные результаты действительной реакции железобетонных рамно-связевых каркасов на сейсмические воздействия свидетельствуют о наличии значимых особенностей в процессах формирования и развития пластических деформаций в конструкциях таких несущих систем.

На основе инженерного анализа последствий землетрясений в работах [1-3] высказано мнение о том, что вероятная причина сверхнормативной сейсмической реакции заключается в общем для всей несущей системы уровне допускаемых повреждений (нормируется величиной коэффициента допускаемых повреждений K_1 в отечественных нормах сейсмостойкого строительства [23]). При такой постановке допускаются равные уровни пластических деформаций как в

элементах, воспринимающих горизонтальные сейсмические нагрузки (связевые элементы – диафрагмы жесткости), так и в элементах, воспринимающих нагрузки от собственного веса и эксплуатационные (колонны, пилоны, ригели и проч.). Можно предположить, что при превышении некоторого условного «граничного» объема пластики в связевых элементах (не более величин, допускаемых нормами) иные элементы каркаса могут получать сверхнормативные объемы пластических деформаций. Реализация приведенной выше схемы формирования и развития объема пластических деформаций в элементах рамно-связевых железобетонных каркасов может являться причиной сверхнормативного уровня повреждений таких несущих систем при сейсмических воздействиях.

Наличие значительных отклонений уровня сейсмической реакции железобетонных рамно-связевых каркасов от средней величины и обоснованных научных гипотез об особенностях упруго-пластического деформирования таких несущих систем является основанием для проведения исследований по проблеме формирования и развития пластических деформаций в конструктивных элементах рамно-связевых каркасов при сейсмических воздействиях. Результаты таких исследований могут иметь не только теоретическое, но и большое практическое значение.

Исследование вопросов упруго-пластического деформирования рамно-связевых железобетонных каркасов проводилось достаточно широко как у нас в стране, так и за рубежом (см., например, работы [21, 22, 40, 41]). Однако в рамках таких исследований не рассматривались вопросы влияния уровня пластических деформаций в связевых элементах несущей системы на величину пластической фазы деформирования в элементах каркаса, воспринимающих вертикальные нагрузки. Указанный вопрос рассматривается в рамках настоящей работы.

ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ

Проблема определения параметров предельных состояний конструкций сейсмостойких зданий представляет собой весьма сложную научную задачу. Оценка сейсмостойкости зданий базируется на принципах допущения пластических деформаций конструкций при сейсмических воздействиях. Работа конструкций за пределами упругости (т.е. с реализацией пластической фазы деформирования) учитывается путем введения в методику определения сейсмической нагрузки специального коэффициента, который в отечественных нормах [24] имеет наименование «коэффициента допускаемых повреждений» конструкций зданий и сооружений (K_1), а его величина зависит от уровня допускаемых повреждений, реализуемых несущими конструкциями различного вида. Eurocode-8 [32] содержит «коэффициент поведения» конструкции, имеющий аналогичный физический смысл. Величина «коэффициента допускаемых поврежде-

№ п/п	Конструктивный тип здания	Средняя степень повреждения d	Коэффициент вариации «v»
1	Многоэтажные крупнопанельные здания	1.1	0.18
2	Многоэтажные рамно-связевые здания (серия ИИС-04)	2.3	0.37
3	Каменные здания с монолитными железобетонными поясами	2.8	0.43

ний/поведения» изменяется от нуля до единицы. По существу, величина «коэффициента допускаемых повреждений/поведения» является характеристикой предельного состояния конструкции, а определение научно обоснованного значения указанного параметра является важнейшей задачей, успешное решение которой обеспечивает достоверность оценки сейсмостойкости зданий и сооружений.

Коэффициент допускаемых повреждений K_1 определяется как функция характеристики пластичности (коэффициента пластичности) по обоснованной в [9] формуле:

$$K_1 = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad (1.11)$$

где: μ – коэффициент пластичности.

Сравнительный анализ значений коэффициента допускаемых повреждений K_1 для несущих железобетонных рамно-связевых конструкций, представленных в нормах сейсмостойкого строительства различных лет (например, [23, 24]), показывает, что в течение 37 лет указанный параметр изменился – значение K_1 увеличилось до 40%. Это свидетельствует о недостаточной научной обоснованности используемых в нормах значений важнейшей механической характеристики железобетонных несущих конструкций сейсмостойких зданий, а также о необходимости совершенствования методов оценки их сейсмостойкости.

Одним из методов уточнения величины «коэффициента допускаемых повреждений/поведения» является анализ состояния несущих конструкций зданий, получивших повреждения при землетрясениях (см. работы [1, 6, 8, 9, 12, 14, 15, 19, 20, 27] и др.). Основной целью таких исследований является определение некоторого «допустимого» уровня повреждений конструкций, при котором возможна дальнейшая эксплуатация здания после соответствующего ремонта.

Теоретические исследования по определению «коэффициента допускаемых повреждений / поведения» базируются, как правило, на характеристике пластичности конструкции (коэффициент пластичности μ), а отдельных случаях – на параметре повреждаемости конструкции («индекс повреждаемости конструкции» D) – см. работы [13, 28, 33-40].

Существуют различные подходы к определению характеристики пластичности, например:

Коэффициент пластичности по углу пластического поворота (для железобетонных элементов):

$$\mu_\theta = \frac{\theta_{\max}}{\theta} \quad (1.1)$$

где θ_{\max} – максимальный угол поворота; θ – угол, соответствующий началу текучести;

Коэффициент пластичности по кривизне (для железобетонных элементов):

$$\mu_K = \frac{K_{\max}}{K_T} \quad (1.2)$$

где K_{\max} – максимальная кривизна сечения, соответствующая разрушающей нагрузке; K_T – кривизна сечения, соответствующая началу текучести арматуры;

Коэффициент пластичности по прогибу:

$$\mu_y = \frac{y_{\max}}{y_T} \quad (1.3)$$

где y_{\max} – максимальный прогиб конструкции, соответствующий разрушающей нагрузке; y_E – прогиб, соответствующий началу текучести арматуры (для железобетонного сечения), для иных материалов – прогиб, соответствующий максимальному уровню упругих деформаций материала конструкции;

Коэффициент пластичности как функция отношения величин полных и упругих относительных деформаций (для железобетонных элементов):

$$\mu_\varepsilon = \frac{\varepsilon_{\text{tot}}}{\varepsilon_{el}} \quad (1.4)$$

где: ε_{tot} – полная величина упругопластических относительных деформаций; ε_{el} – величина упругих относительных деформаций.

Как следует из представленного анализа ранее выполненных исследований, ключевой характеристикой, позволяющей получить корректную и обоснованную оценку особого предельного состояния железобетонных конструкций в условиях сейсмических воздействий при допущении некоторого объема локальных разрушений (т.е. при наличии пластической фазы деформирования), является характеристика пластичности, учитывающая как упругую, так и пластическую фазы деформирования.

МЕТОДИКА ИССЛЕДОВАНИЯ

В рамках настоящей работы исследование особенностей упруго-пластического деформирования рамно-связевых железобетонных каркасов при сейсмическом воздействии выполнено на основе анализа процессов образования и накопления объемов зон пластического деформирования в элементах железобетонной несущей системы. В качестве параметра, характеризующего НДС железобетонных конструкций в стадии упруго-пластического деформирования в настоящем исследовании принята характеристика пластичности, а именно – коэффициент пластичности, опре-

деляемый по формуле (1.4), который имеет наименование «коэффициент пластичности по величине относительных деформаций». Следует подчеркнуть, что коэффициент пластичности по (1.4) широко применяется в теории расчета железобетонных конструкций защитных сооружений при интенсивных динамических воздействиях и имеет надежное экспериментальное и теоретическое обоснование (см. работы [16, 17]).

Исследование процессов образования и накопления объемов зон пластического деформирования в элементах рамно-связевого железобетонного каркаса выполнено численными методами с расчетом тестовой модели на сейсмические воздействия.

Существует два основных метода расчета несущих систем на сейсмические воздействия – расчет в частотной области (условное наименование – «спектральный метод») и расчет во временной области (прямые динамические расчеты).

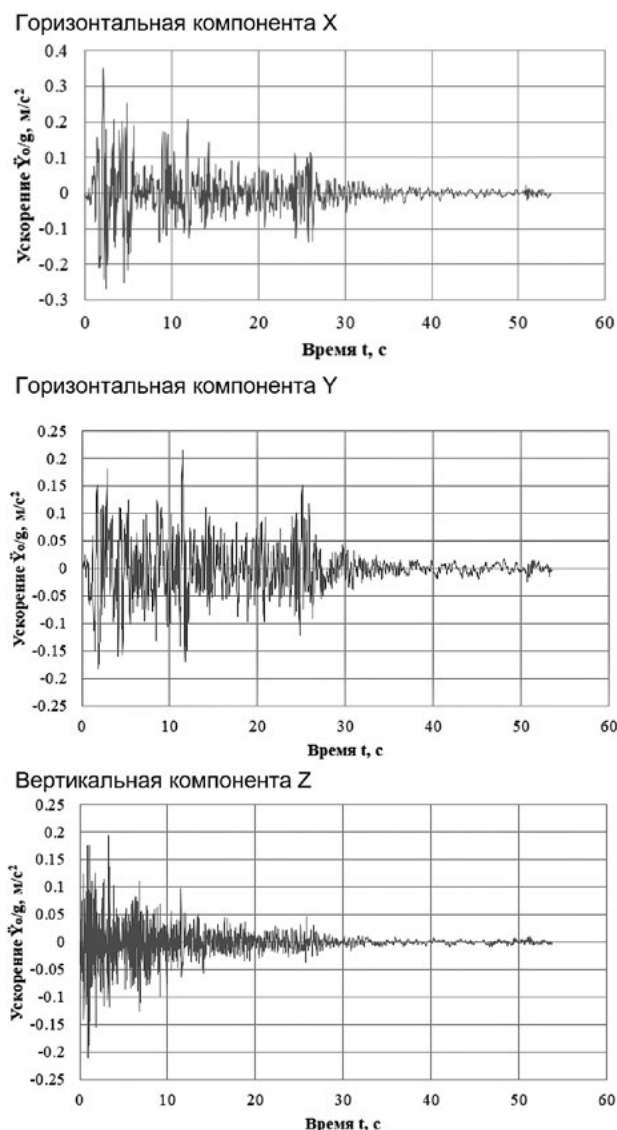


Рисунок 2 — Акселерограммы землетрясения в Эль-Центро 18.05.1940 г.

Figure 2 — Accelerograms of the earthquake in El Centro 05.18.1940

Спектральный метод широко используется в практике проектирования, но использование этого метода в целях научных исследований упруго-пластического деформирования конструкций ограничено по следующим причинам. В рамках спектрального метода сейсмические нагрузки определяются на основе учета заранее известных величин допустимых повреждений конструкций, что отражено некоторым значением коэффициента допускаемых повреждений K_1 . Но целью исследований особенностей упруго-пластического деформирования является определение параметров пластической фазы деформирования, что совершенно бессмысленно при заранее назначаемом значении коэффициента K_1 .

В связи с указанным основным методом расчетного анализа в рамках численных исследований процессов образования и накопления объемов зон пластического деформирования в элементах несущей системы является метод расчетов во временной области, т.е. метод прямых динамических расчетов с использованием условий перехода конструкций из упругой фазы деформирования в пластическую фазу. Основным преимуществом динамического расчета является возможность учета возникновения и развития процессов накопления пластических деформаций конструкций, поэтому эти расчеты базируются на физико-механических характеристиках конструкций и сооружений вплоть до исчерпания несущей способности.

Учет действительной работы материала, по сравнению с принятым в действующих нормах предположением упругой работы, существенно влияет на результаты расчета. Это объясняется, в основном, двумя причинами.

Во-первых, при упруго-пластических деформациях снижается мгновенная жесткость конструкций, что, как правило, приводит к уменьшению сейсмической нагрузки.

Во-вторых, при знакопеременных воздействиях, когда загрузка приводит к образованию пластических деформаций, а разгрузка протекает близко к упругой схеме деформирования, развивается петля гистерезиса, площадь которой во много раз превышает площадь петли гистерезиса, обуславливающей рассеивание энергии при упругих колебаниях. Конструкция при этом поглощает значительно большее количество энергии, чем при упругих колебаниях, что также благоприятно сказывается на уменьшении величины динамической нагрузки. Исследования привели Дж. Пензиена к выводу [11], что пластические деформации, в целом, вызывают существенное затухание колебаний.

Однако, при сейсмическом воздействии в различных элементах (узлах) несущей системы могут развиваться пластические деформации различного уровня. При этом наибольшую опасность представляют пластические деформации конструкций, обеспечивающих сохранение исходной (проектной) расчетной схемы. К таким конструкциям относятся, в частности, диафрагмы жесткости рамно-связевых несущих систем.

Исследование процесса формирования и накопления объема пластических деформаций в железобетонном рамно-связевом каркасе выполнено в прямой динамической постановке с использованием высокоэффективного метода Ньюмарка, реализующего неявную схему прямого интегрирования уравнений движений [13, 41, 42]. Воздействие на тестовую модель принято в виде акселерограммы земле-

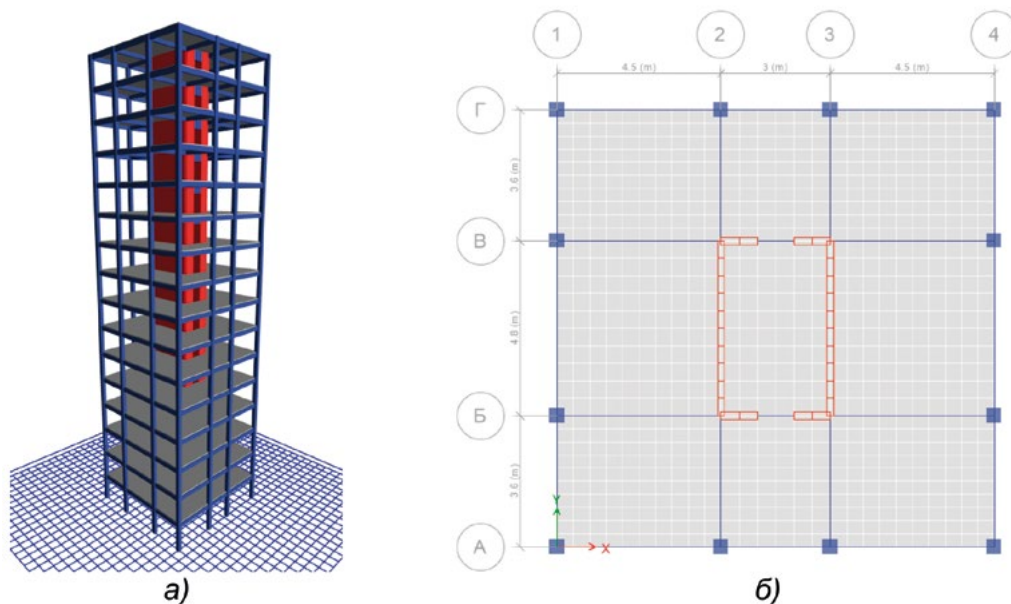


Рисунок 3 — Тестовая модель, принятая для проведения численных исследований а – общий вид модели; б – план
Figure 3 — Test model accepted for realization of numeral researchers a – general view of the model; b – plan

трясения Эль-Центро 18.05.1940 г. [20, 21] (рис. 2). Следует подчеркнуть, что при использовании метода прямого интегрирования уравнений движения сейсмические нагрузки должны назначаться без редуцирования, т.е. учет допустимых повреждений выполняться не должен, т.е. коэффициент допустимых повреждений $K_1=1,0$.

В качестве тестовой модели принята модель несущей системы 16-этажного здания с рамно-связевым каркасом. Здание в плане имеет прямоугольную форму размером в осях 12,00 x 12,00 м и высотой 48,00 м (рис.3). В узлах каркаса собраны массы для расчета на сейсмические воздействия. Суммарный вес масс соответствует всем необходимым эксплуатационным нагрузкам для данного здания согласно СП 20.13330.2016 [25]. Все монолитные железобетонные конструкции здания приняты из класса бетона В25, продольной арматурой класса А500 и поперечной А240 (рис.3) согласно СП 63.13330.2012 [26]. Армирование конструкций было принято по результатам расчета на сейсмическое воздействие линейно-спектральным методом (ЛСМ) с нормативным значением коэффициента допустимых повреждений $K1=0,3$.

Характеристики элементов тестовой модели:

- Колонны – монолитные железобетонные сечением

0,40 x 0,40 м.

- Ядро жесткости – монолитные железобетонные стены толщиной 0,20 м.
- Ригели – монолитные железобетонные сечением 0,20 x 0,45(h) м.
- Перекрытия и покрытия – монолитные железобетонные толщиной 0,20 м.

Учет физически нелинейной работы железобетонных сечений нормирован положениями СП 63.13330.2012 [26], в которых описана связь между напряжениями и деформациями в виде простых для аналитического решения кусочно-линейных диаграмм по типу диаграммы Прандтля. Деформационные и прочностные свойства материалов несущих железобетонных конструкций тестовой модели описываются с помощью трехлинейной диаграммы работы бетона на сжатие и двухлинейной зависимости для арматуры [4, 5] (рис.4). Необходимо отметить, что в работах [10, 18] показано, что неупругие свойства разных железобетонных элементов могут быть достаточно хорошо описаны изменяемыми кусочно-линейными диаграммами в процессе сейсмического воздействия в каждый момент времени.

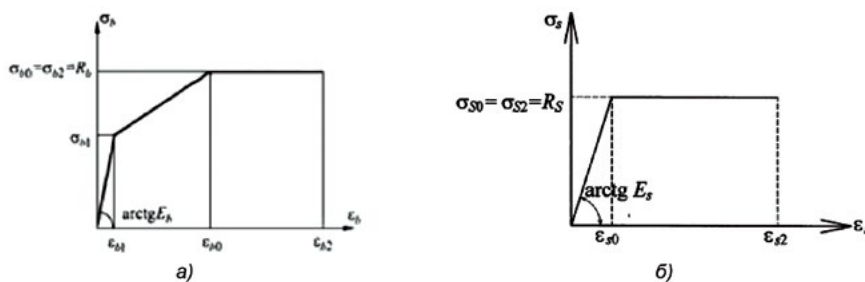


Рисунок 4 — Кусочно-линейные диаграммы: а – трехлинейная диаграмма работы бетона на сжатие; б – двухлинейная зависимость арматуры
Figure 4 — Piecewise linear diagrams: a – 3-linear diagram performance of concrete under compression; b – 2-linear dependency of reinforcement

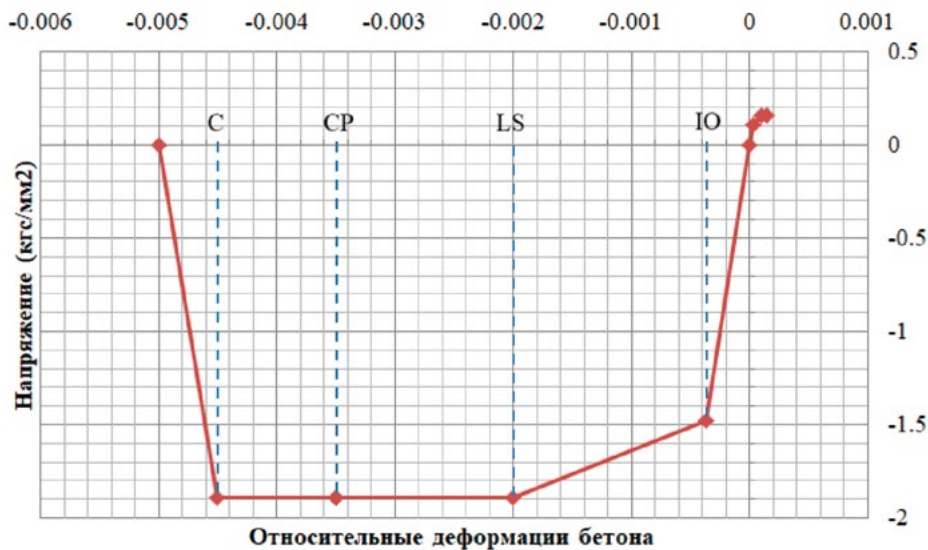


Рисунок 5 — График кусочно-линейной диаграммы деформирования бетона с граничными значениями коэффициента пластичности μ
Figure 5 — Graph of a piecewise linear diagram of concrete deformation with the border values of coefficient of plasticity μ

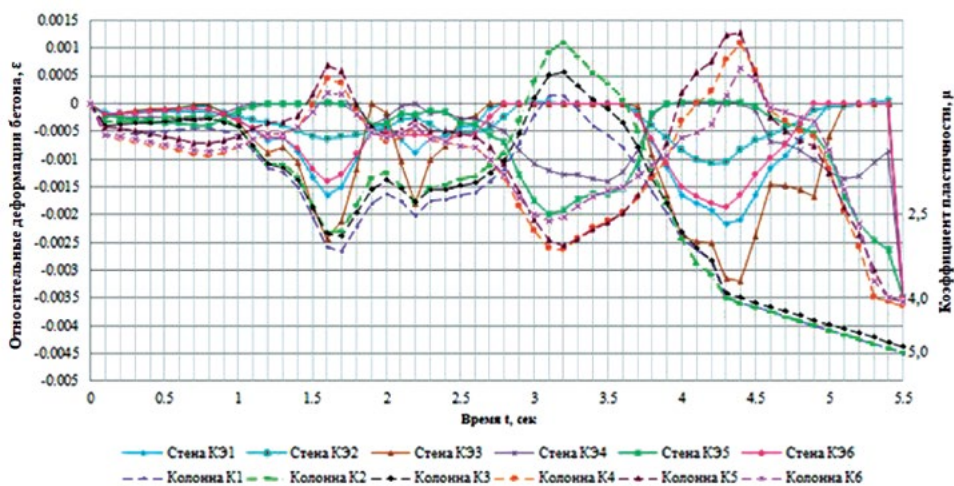


Рисунок 6 — Графики значений относительных деформаций бетона в колоннах и стенах первого этажа тестовой модели
Figure 6 — Graphs of the relative strain of concrete in the columns and walls of the ground floor of the test model

Представленные диаграммы отражают упруго-пластический характер работы бетона и арматуры, а также позволяют оценивать развитие пластических деформаций в материале.

Исследование напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов тестовой модели выполнено программным комплексом ETABS [31] на основе анализа величины относительной деформации бетона ϵ_b в элементах расчетной схемы. При действии кратковременных нагрузок в соответствии с [26] $\epsilon_b=0,0035$. В соответствии с [5, 8] для условий сейсмических воздействий на железобетонные конструкции, в которых допускается развитие пластических деформаций с уровнем коэффициента пластичности $\mu=4,0$, предельное значение относительной деформации бетона $\epsilon_{R}=1.35\epsilon_b=0,0035 \times 1,35=0,0047$. В выполненных экспериментальных исследованиях величина $\epsilon_{R}=0,0047$ принята в каче-

стве граничного значения, при превышении которого бетон переходит в состояние превышения допустимого уровня пластических деформаций, соответствующего коэффициенту пластичности $\mu=4,0$. При величине коэффициента пластичности $\mu=5,0$ бетон переходит в состояние разрушения.

Аппроксимация факта перехода элемента расчетной модели в состояние разрушения выполнена с использованием нелинейного упруго-пластического шарнира (Fiber P-M2-M3), включенного в библиотеку вычислительного комплекса [31], при этом диаграмма состояния бетона принята по рис. 5.

В соответствии с [31] нелинейные шарниры Fiber P-M2-M3 являются более высокоточными, чем изотропные или параметрические, поскольку они базируются на заданной нелинейной диаграмме поведения материала (рис.5) и автоматически учитывают взаимодействие для каждого вида усилия на всех стадиях работы. Необходимо подчер-

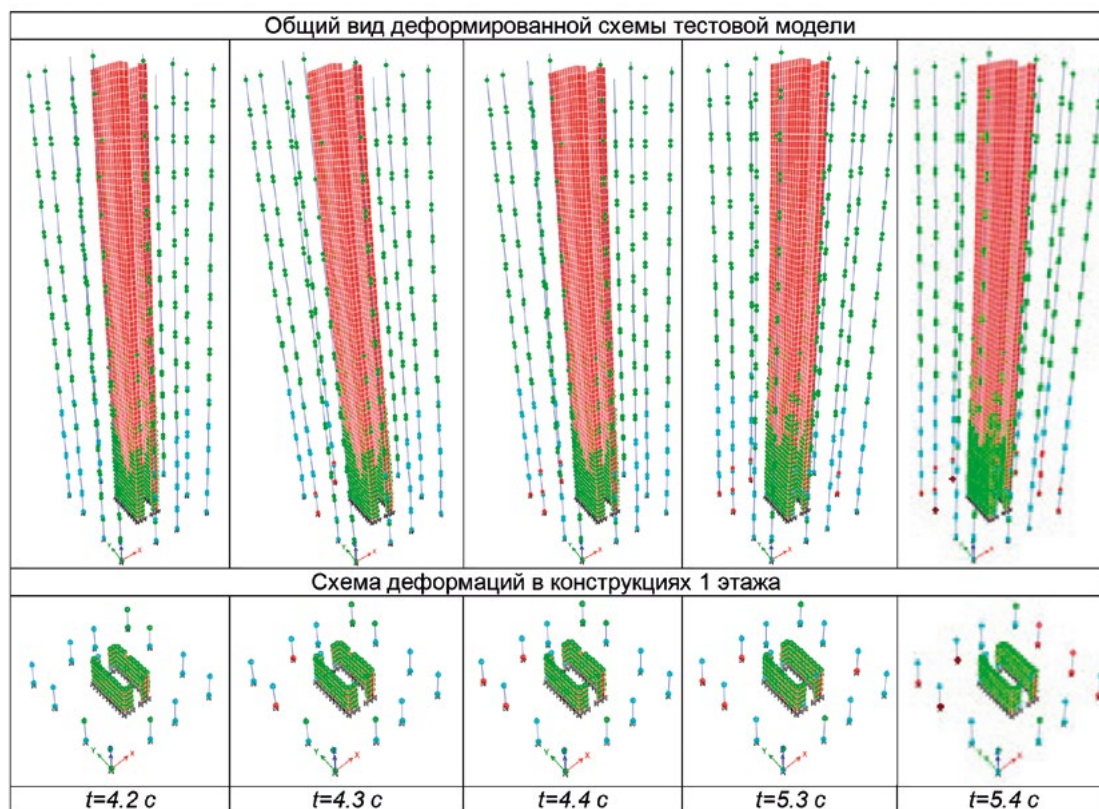


Рисунок 7 — Детализация процесса деформирования элементов тестовой модели с маркировкой зон пластического деформирования в интервале времени 4,2 ÷ 5,4 сек..

Figure 7 — Detailing the process of deformation of the elements of the test model with the marking of zones of plastic deformation in the time interval of 4.2 ÷ 5.4 sec.

кнуть, что согласно [31] для плоскостных вертикальных конструкций подходят только нелинейные шарниры Fiber P-M2-M3. Указанный тип шарнира идеально подходит для динамических расчетов, поскольку корректно учитывает нелинейные гистерезисные эффекты [31].

Обобщенные результаты исследования приведены на рис. 6, на котором представлены графики относительных деформаций бетона в конструктивных элементах системы во времени.

Анализ графика, представленного на рис. 6, показывает, что в интервале времени 1,5 ÷ 5,4 сек. в диафрагмах жесткости первого этажа значения относительных деформаций меньше $\epsilon = 0,0018$. При таких величинах относительных деформаций в связевых элементах в колоннах не формируются зоны пластичности с величиной коэффициента пластичности $\mu \geq 4,0$, что свидетельствует об отсутствии факта разрушения элементов несущей системы.

С момента времени 5,4 сек. начинается процесс активного накопления объема пластического деформирования в диафрагмах жесткости с некоторым увеличением (в отдельных случаях) величины коэффициента пластичности до $\mu \leq 2,5$. Одновременно в колоннах тестовой модели наблюдается резкое увеличение коэффициента пластичности до порогового значения $\mu = 4,0$ и более, что свидетельствует о разрушении таких колонн. Анализ состояния элементов

тестовой модели, начиная с момента времени 5,4 сек., показывает, что величины коэффициентов пластичности в диафрагмах жесткости и в колоннах существенно различны: $\mu = 2,5$ и $\mu = 5,0$, соответственно. Но с момента времени 5,4 сек. начинает формироваться процесс обрушения несущей системы тестовой модели.

Детализация процесса деформирования элементов тестовой модели с маркировкой зон пластического деформирования в интервале времени 4,2 ÷ 5,4 сек. приведена на рис. 7. При этом использована следующая цветовая шкала:

	O – Operational (отсутствие повреждений, $\mu < 1,0$);
	Immediate Occupancy (незначительные повреждения, $\mu = 1,0$; $\epsilon = 0,000327$);
	LS – Life Safety (умеренные повреждения, $\mu = 2,5$; $\epsilon = 0,0020$);
	CP – Collapse Prevention (профилактика коллапса/тяжелое повреждение $\mu = 4,0$; $\epsilon = 0,0035$);
	C – Collapse (коллапс/обрушение $\mu = 5,0$; $\epsilon = 0,0045$);

На рис. 8 представлены величины горизонтальных перемещений верха здания при сейсмическом воздействии, полученные в численных исследованиях при заданном сейсмическом воздействии в виде трехкомпонентной акселерограммы (см. рис.2).

График перемещений, приведенный на рис.8, свидетельствует о том, что с момента времени 5,4 сек., формируется процесс обрушения несущей системы тестовой модели.

Обобщенный анализ напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов тестовой модели рамно-связевой конструктивной схемы, выполненный по результатам численных исследований с применением метода прямого динамического анализа, свидетельствует о том, что при сейсмических воздействиях в различных группах элементов рамно-связевой несущей системы формируются пластические деформации различного уровня. В связевых элементах (диафрагмы жесткости) уровень коэффициента пластичности в течение основного периода времени воздействия не превышал величину $\mu=2,3$, но начиная с момента времени 5,4 сек. значение коэффициента пластичности вышло на уровень $\mu=2,5$, что привело к значительному росту пластических деформаций в колоннах тестовой модели с увеличением коэффициентов пластичности до значений $\mu=5,0$ (соответствует факту разрушения бетона).

Таким образом, исследованиями установлено: несущая железобетонная система рамно-связевого типа переходит в предельное состояние при различных уровнях пластического деформирования в основных группах конструкций, что следует учитывать при оценке и прогнозе сейсмостойкости. В группах конструктивных элементов, ответственных за сохранение проектного вида конструктивной схемы рамно-связевого типа (диафрагмы жесткости), предельный уровень пластических деформаций должен быть существенно снижен по отношению к обобщенным величинам пластичности, установленных нормами (т.е. с величиной коэффициента пластичности $\mu=4,0$). Результаты исследования свидетельствуют: развитие пластического деформирования в связевых элементах с достижением коэффициента

пластичности $\mu=2,5$ приводит к существенному снижению роли таких конструкций в восприятии горизонтальных сейсмических нагрузок. Высокий уровень пластических деформаций связевых конструкций, в свою очередь, формирует условия перераспределения сейсмических нагрузок в несущей системе с увеличением усилий в колоннах, что является причиной резкого роста пластических деформаций в этих элементах вплоть до разрушения бетона.

ВЫВОДЫ

По результатам исследований сформулированы следующие выводы:

1. Применение коэффициента допускаемых повреждений, единого для всех элементов конструктивной системы, не соответствует установленной исследованиями схеме формирования и накопления пластических деформаций в различных группах конструктивных элементов, образующих несущую систему.

2. В целях обеспечения требуемого уровня сейсмостойкости железобетонных рамно-связевых несущих систем следует установить дифференцированный уровень допустимой величины пластической фазы деформирования и дифференцированные значения коэффициентов допускаемых повреждений для различных групп конструктивных элементов.

3. Для железобетонных элементов, ответственных за сохранение проектной конструктивной схемы (в настоящих исследованиях – рамно-связевого железобетонного каркаса), предельно допустимая величина коэффициента пластичности $\mu \leq 2,5$; для иных конструктивных элементов $\mu \leq 4,0$.

4. Принцип дифференцированного подхода при нормировании допустимого уровня развития пластичности при сейсмических воздействиях позволит обеспечить требуемый уровень надежности железобетонных несущих систем в сейсмоопасных районах.



Рисунок 8 — Перемещения верха тестовой модели по направлениям X и Y во времени
Figure 8 — Displacement the top of the test model in the X and Y directions in time

Литература

1. Айзенберг Я.М. Спатакское землетрясение 7 декабря 1988 года. Некоторые уроки и выводы // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 1999. №1. С. 6-9.
2. Андреев О.О., Ойзерман В.И. Уроки землетрясения. Общие выводы. Карпатское землетрясение 1986 г. Под редакцией А.В. Друмя, Н.В. Шебалина, Н.Н. Складнева, С.С. Графова, В.И. Ойзермана. Кишинев, 1990. С. 323-325.
3. Газлийское землетрясение 1984 г.: Анализ поведения зданий и инженерных сооружений. Отв. Редакторы: А.И. Мартемьянов, Д.А. Алексеенков, Л.Ш. Килимник. М.: Наука. 1988. 118 с.
4. Гениев Г.А., Киссюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона. М.: Стройиздат. 1974. 316 с.
5. Гениев Г.А. Метод определения динамических пределов прочности бетона // Бетон и железобетон. 1998. №1. С. 18-19.
6. Джинчелашвили Г.А., Булушев С. В. Оценка точности нелинейного статического метода анализа сейсмостойкости сооружений // Строительная механика инженерных конструкций и сооружения. 2017. №2. С. 41-48.
7. Жарницкий В.И., Попов Н.Н., Расторгуев Б.С. Расчет конструкций заглубленных сооружений на действие взрывных волн. Справочник проектировщика. Динамический расчет специальных инженерных сооружений и конструкций. М.: Стройиздат. 1986. С. 49-59.
8. Жарницкий В.И., Голда Ю.Л., Курнавина С.О. Оценка сейсмостойкости здания и поврежденных его конструкций на основе динамического расчета с учетом упругопластических деформаций материалов // Сейсмостойкое строительство. 1998. №3. С. 22-23.
9. Кабанцев О.В., Шарипов Ш., Усеинов Э.С. О методике определения коэффициента допускаемых повреждений K1 сейсмостойких конструкций // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2016. №2. С. 117-129.
10. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. Москва: Стройиздат. 1996. 416 с.
11. Карцивадзе Г.Н., Медведев С.В., Напетва-ридзе Ш.Т. Сейсмостойкое строительство за рубежом. Госуд. Изд-во литературы по строительству, архитектуре и стр. материалам. 1962. 224 с.
12. Курбацкий Е.Н., Баев Л.В. Спектры максимальных реакций (откликов) конструкций на сейсмические и техногенные динамические воздействия. Труды IV научно-практического семинара «Надежность и безопасность зданий и сооружений при сейсмических воздействиях» 2 ноября 2011. М.: МГСУ. 2011. С. 4-35.
13. Мкртычев О.В., Джинчелашвили Г.А. Проблемы учета нелинейностей в теории сейсмостойкости (гипотезы и заблуждения). М.: Изд-во МГСУ. 2012. 192 с.
14. Мкртычев О.В. Безопасность зданий и сооружений при сейсмических и аварийных воздействиях: монография. ГОУ ВПО Моск. гос. стрит. унив-т. М.: МГСУ. 2010. 152 с.
15. Мкртычев О.В., Мкртычев А.Э. Расчет большепролетных и высотных сооружений на устойчивость к прогрессирующему обрушению при сейсмических и аварийных воздействиях в нелинейной постановке // Строительная механика и расчет сооружений. 2009. №4. С. 43-49.
16. Попов Н.Н., Расторгуев Б.С. Динамический расчет железобетонных конструкций. М.: Стройиздат. 1974. 207 с.
17. Попов Н.Н., Расторгуев Б.С., Забегаев А.В. Расчет конструкций на динамические и специальные нагрузки. М.: Высшая школа. 1992. 319 с.
18. Ржевский В. А. Упругопластические свойства железобетонных каркасных систем // Строительство и архитектура Узбекистана. 1981. №7. С. 6-10.
19. Симборт Э. Методика выбора коэффициента редукации сейсмических нагрузок K1 при заданном уровне коэффициента пластичности μ // Инженерно-строительный журнал. 2012. № 1. С. 44-52.
20. Немчинов Ю.И., Марьянков Н.Г., Хавкин А.К., Бабич К.Н. Проектирование зданий с заданным уровнем обеспечения сейсмостойкости (с учетом рекомендаций ЕВРОКОДА 8, международных стандартов и требований ДБН): монография. Киев: Минрегион Украины, ГПНИИСК. 2012. 53 с.
21. Рассказовский В.Т., Бабич Л.И. Исследования характеристик многоэтажного здания при динамических вибрационных испытаниях крупномасштабной модели // Строительство и архитектура Узбекистана. 1984. №4. С. 28-32.
22. Рассказовский В.Т., Бабич Л.И. Экспериментальные исследования весовых функций модели 9-этажного каркасного здания с ядром жесткости // Строительство и архитектура Узбекистана. 1978. №3. С. 20-27.
23. СНиП II-7-81. Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования. М.: ГОССТРОЙ СССР. 1981.
24. СП 14.13330.2018 Строительство в сейсмических районах. СНиП II-7-81*. М.: Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации. 2018. 126 с.
25. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. [Текст]: утв. Минрегион России 03.12.2016: дата введения 04.06.2017. М.: ООО ЦПП. 2016. 80 с.
26. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. М.: Минрегион России. 2012. 128 с.
27. Умаров К.И., Кабанцев О.В. О необходимости учета различного уровня ответственности конструктивных элементов несущих систем при оценке сейсмостойкости зданий. М.: ИФЗ РАН. 2019. С.80-92.
28. Abdullah Al Mamuna, Murat Saatcioglu. Analytical Modeling of Moderately Ductile RC Frame Structures for Seismic Performance Evaluation Using PERFORM-3D. Earthquake Spectra: May 2019, Vol. 35, No. 2, pp. 635-652.
29. Kagermanov Alexander, Gee Robin. Cyclic Pushover Method for Seismic Assessment Under Multiple Earthquakes. Earthquake Spectra: November 2019, Vol. 35, No. 4, pp. 1541-1558.
30. Alex V., Christopher J., Kenneth J. Deformation Capacity Limits for Reinforced Concrete Walls. Earthquake Spectra: August 2019, Vol. 35, No. 3, pp. 1189-1212.
31. CSI Analysis Reference Manual For ETABS. New York, USA 2017, p. 546.
32. EN 1998-1. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules seismic actions and rules for buildings. Brussels.: CEN, 2005. 102 p.
33. Francisco Flores, Finley A., Diego Lopez-Garcia. The Influence of Accidental Torsion on the Inelastic Dynamic Response of Buildings During Earthquakes. Earthquake Spectra: February 2018, Vol. 34, No. 1, pp. 21-53.
34. Jeff Yathou, Perry Adebar, Kenneth J. Detailed Inventory of Non-Ductile Concrete Shear Wall Buildings. Earthquake Spectra: May 2017, Vol. 33, No. 2, pp. 605-622.
35. Jeff Yathou, Perry Adebar, Kenneth J. A Detailed Inventory of Non-Ductile Concrete Shear Wall Buildings. Earthquake Spectra: May 2017, Vol. 33, No. 2, pp. 605-622.
36. Kai Marder, Kenneth J. Elwood. Post-Earthquake Assessment of Moderately-Damaged Reinforced Concrete Plastic Hinges. Earthquake Spectra In-Press, 2019.
37. Mario D. Llanes-Tizoc, Alfredo Reyes-Salazar, Eden Bojorquez. Local, Story, and Global Ductility Evaluation for Complex 2D Steel Buildings: Pushover and Dynamic Analysis. Appl. Sci. 2019, 9(1), 200; <https://doi.org/10.3390/app9010200>
38. Mayssa Dabaghi, George Saad, Naser Allhassania. Seismic Collapse Fragility Analysis of Reinforced Concrete Shear Wall Buildings. Earthquake Spectra: February 2019, Vol. 35, No.

1, pp. 383-404.

39. Mehmet Çelebi, Hamid Haddadi, Moh Huang. The Behavior of the Salesforce Tower, the Tallest Building in San Francisco, California Inferred from Earthquake and Ambient Shaking. *Earthquake Spectra*: November 2019, Vol. 35, No. 4, pp. 1711-1737.

40. N. Simon Kwong, Anil K. Chopra. A

Generalized Conditional Mean Spectrum and Its Application for Intensity-Based Assessments of Seismic Demands. *Earthquake Spectra*: February 2017, Vol. 33, No. 1, pp. 123-143.

41. Newmark N. M. "A Method of Computation for Structural Dynamics," *ASCE Journal of the Engineering Mechanics Division*, Vol. 85, 1959, pp. 67-94.

42. Newmark N. M., E. Rosenblueth. *Fundamentals of earthquake engineering*. Prentice – Hall, Inc, Englewood Cliffs, NJ, 1971.

43. Said M. Easa, Wai Yeung Yan. *Performance-Based Analysis in Civil Engineering: Overview of Applications*. *Infrastructures* 2019, 4(2), 28; <https://doi.org/10.3390/infrastructures4020028>

References

1. Eizenberg Ya.M. *Spitakskoe zemletryasenie 7 dekabrya 1988 goda. Nekotoryye uroki i vyvody // Seysmostoykoye stroitelstvo. Bezopasnost sooruzheniy*. 1999, no.1, pp. 6-9. [In Russian].

2. Andreyev, O.O., Oyzerman V.I. *Uroki zemletryaseniya. Obshchiye vyvody. Karpatskoye zemletryaseniye 1986 g. Pod redaktsiyey A.V. Drumya, N.V. Shebalina, N.N. Skladneva, S.S. Grafova, V.I. Oyzermana*. Kishinev. 1990. Pp. 323-325. [In Russian].

3. *Gazliyskoye zemletryaseniye 1984 g.: Analiz povedeniya zdaniy i inzhenernykh sooruzheniy*. Otv. Redaktory: A.I. Martemyanov, D.A. Alekseyenkov, L.Sh. Kilimnik. M.: Nauka. 1988. 118 p. [In Russian].

4. Geniyev G.A., Kissyuk V.N., Tyupin G.A. *Teoriya plastichnosti betona i zhelezobetona*. M.: Stroyizdat. 1974. 316 p. [In Russian].

5. Geniyev G.A. *Metod opredeleniya dinamicheskikh predelov prochnosti betona. Beton i zhelezobeton*. 1998, no.1, pp. 18-19. [In Russian].

6. Dzhinchvelashvili G.A., Bulushev S.V. *Otsenka tochnosti nelineynogo staticheskogo metoda analiza seysmostoykosti sooruzheniy. Stroitel'naya mekhanika inzhenernykh konstruksiy i sooruzheniya*. 2017, no.2, pp. 41-48. [In Russian].

7. Zharnitskiy V.I., Popov N.N., Rastorguyev B.S. *Raschet konstruksiy zaglublennykh sooruzheniy na deystviye vzryvnykh voln. Spravochnik proyektirovshchika. Dinamicheskiy raschet spetsialnykh inzhenernykh sooruzheniy i konstruksiy*. M.: Stroyizdat 1986. Pp. 49-59. [In Russian].

8. Zharnitskiy V.I., Golda Yu.L., Kurnavina S.O. *Otsenka seysmostoykosti zdaniya i povrezhdeniy yego konstruksiy na osnove dinamicheskogo rascheta s uchedom uprugoplasticheskikh deformatsiy materialov. Seysmostoykoye stroitelstvo*. 1998, no. 3, pp. 22-23. [In Russian].

9. Kabantsev O.V., Sharipov Sh., Useinov E.S. *O metodike opredeleniya koeffitsiyenta dopuskayemykh povrezhdeniy K1 seysmostoykikh konstruksiy. Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta*. 2016, no. 2, pp. 117-129. [In Russian].

10. Karpenko N.I. *Obshchiye modeli mekhaniki zhelezobetona*. Moskva: Stroyizdat. 1996. 416 p. [In Russian].

11. Kartsivadze G.N., Medvedev S.V., Napetvaridze Sh.T. *Seysmostoykoye stroitelstvo za rubezhom. Gosud. Izd-vo literatury po stroitelstvu, arkhitekture i str.materialam*. 1962. 224 p. [In Russian].

12. Kurbatskiy Ye.N., Bayev L.V. *Spektry maksimalnykh reaktivnykh (otklikov) konstruksiy na seysmicheskiye i tekhnogennyye dinamicheskiye vozdeystviya. Trudy IV nauchno-prakticheskogo seminara «Nadezhnost i bezopasnost zdaniy i sooruzheniy pri seysmicheskikh vozdeystviyakh»*, 2 noyabrya 2011. M.: MGSU, 2011. Pp. 4-35. [In Russian].

13. Mkrtcheyev O.V., Dzhinchvelashvili G.A. *Problemy ucheta nelineynostey v teorii seysmostoykosti (gipotezy i zabluzhdeniya)*. M.: Izd-vo MGSU. 2012. 192 p. [In Russian].

14. Mkrtcheyev O.V. *Bezopasnost zdaniy i sooruzheniy pri seysmicheskikh i aviariynnykh vozdeystviyakh: monografiya. GOU VPO Mosk. gos. stroit. univ.-t. M.: MGSU*. 2010. 152 p. [In Russian].

15. Mkrtcheyev O.V., Mkrtcheyev A.E. *Raschet bolsheproletnykh i vysotnykh sooruzheniy na ustoychivost k progressiruyushchemu obrusheniyu pri seysmicheskikh i aviariynnykh vozdeystviyakh v nelineynoy postanovke. Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzheniy*. 2009, no.4, pp. 43-49. [In Russian].

16. Popov N.N., Rastorguyev B.S. *Dinamicheskiy raschet zhelezobetonnykh konstruksiy*. M.: Stroyizdat. 1974. 207 p. [In Russian].

17. Popov N.N., Rastorguyev B.S., Zabegayev A.V. *Raschet konstruksiy na dinamicheskiye i spetsialnyye nagruzki*. M.: Vysshaya shkola. 1992. 319 p. [In Russian].

18. Rzhavskiy V.A. *Uprugoplasticheskiye svoystva zhelezobetonnykh karkasnykh system. Stroitel'stvo i arkhitektura Uzbekistana*. 1981, no.7, pp. 6-10. [In Russian].

19. Simport E. *Metodika vybora koeffitsiyenta reduktzii seysmicheskikh nagruzok K1 pri zadannom urovne koeffitsiyenta plastichnosti μ. Inzhenerno-stroitel'nyy zhurnal*. 2012, no. 1, pp. 44-52. [In Russian].

20. Nemchinov Yu.I., Maryenkov N.G.,

Khavkin A.K., Babik K.N. *Proyektirovaniye zdaniy s zadannym urovnem obespecheniya seysmostoykosti (s uchedom rekomendatsiy YeVROKODA 8, mezhdunarodnykh standartov i trebovaniy DBN): monografiya*. Kiyev: Minregion Ukrainy, GP NIISK. 2012. 53 p. [In Russian].

21. Rasskazovskiy V.T., Babich L.I. *Issledovaniye kharakteristik mnogoetazhnogo zdaniya pri dinamicheskikh vibratsionnykh ispytaniyakh krupnomasshtabnoy modeli. Stroitelstvo i arkhitektura Uzbekistana*. 1984, no.4, pp. 28-32. [In Russian].

22. Rasskazovskiy V.T., Babich L.I. *Eksperimentalnyye issledovaniya vesovykh funktsiy modeli 9-etazhnogo karkasnogo zdaniya s yadrom zhestkosti. Stroitelstvo i arkhitektura Uzbekistana*. 1978, no. 3, pp. 20-27. [In Russian].

23. SNIIP II-7-81. *Stroitelstvo v seysmicheskikh rayonakh. Normy proyektirovaniya*. M.: GOSSTROY SSSR. 1981. [In Russian].

24. SP 14.13330.2018 *Stroitelstvo v seysmicheskikh rayonakh. SNIIP II-7-81**. M.: Ministerstvo stroitelstva i zhilishchno-kommunal'nogo khozyaystva Rossiyskoy Federatsii. 2018. 126 p. [In Russian].

25. SP 20.13330.2016 *Nagruzki i vozdeystviya Aktualizirovannaya redaktsiya SNIIP 2.01.07-85**: utv. Minregion Rossii 03.12.2016: data vvedeniya 04.06.2017. M.: OOO TsPP. 2016. 80 p. [In Russian].

26. SP 63.13330.2012 *Betonnyye i zhelezobetonnyye konstruksii. Osnovnyye polozheniya. Aktualizirovannaya redaktsiya SNIIP 52-01-2003*. M.: Minregion Rossii. 2012. 128 p. [In Russian].

27. Umarov K.I., Kabantsev O.V. *O neobkhodimosti ucheta razlichnogo urovnya otvetstvennosti konstruktivnykh elementov nesushchikh sistem pri otsenke seysmostoykosti zdaniy*. M.: IFZ RAN. 2019. Pp.80-92. [In Russian].

28. Abdullah Al Mamuna, Murat Saatcioglu. *Analytical Modeling of Moderately Ductile RC Frame Structures for Seismic Performance Evaluation Using PERFORM-3D*. *Earthquake Spectra*: May 2019, Vol. 35, No. 2, pp. 635-652. [In English].

29. Kagermanov Alexander, Gee Robin. *Cyclic Pushover Method for Seismic Assessment Under*

- Multiple Earthquakes. *Earthquake Spectra*: November 2019, Vol. 35, No. 4, pp. 1541-1558. [In English].
30. Alex V., Christopher J., Kenneth J. Deformation Capacity Limits for Reinforced Concrete Walls. *Earthquake Spectra*: August 2019, Vol. 35, No. 3, pp. 1189-1212. [In English].
31. CSI Analysis Reference Manual For ETABS. New York, USA 2017, p. 546. [In English].
32. EN 1998-1. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules seismic actions and rules for buildings. Brussels.: CEN, 2005. 102 p. [In English].
33. Francisco Flores, Finley A., Diego Lopez-Garcia. The Influence of Accidental Torsion on the Inelastic Dynamic Response of Buildings During Earthquakes. *Earthquake Spectra*: February 2018, Vol. 34, No. 1, pp. 21-53. [In English].
34. Jeff Yathou, Perry Adebear, Kenneth J. Detailed Inventory of Non-Ductile Concrete Shear Wall Buildings. *Earthquake Spectra*: May 2017, Vol. 33, No. 2, pp. 605-622. [In English].
35. Jeff Yathou, Perry Adebear, Kenneth J. A Detailed Inventory of Non-Ductile Concrete Shear Wall Buildings. *Earthquake Spectra*: May 2017, Vol. 33, No. 2, pp. 605-622. [In English].
36. Kai Marder, Kenneth J, Elwood. Post-Earthquake Assessment of Moderately-Damaged Reinforced Concrete Plastic Hinges. *Earthquake Spectra In-Press*, 2019, pp. [In English].
37. Mario D. Llanes-Tizoc, Alfredo Reyes-Salazar, Eden Bojorquez. Local, Story, and Global Ductility Evaluation for Complex 2D Steel Buildings: Pushover and Dynamic Analysis. *Appl. Sci.* 2019, 9(1), 200; <https://doi.org/10.3390/app9010200> [In English].
38. Mayssa Dabaghi, George Saad, Naser Allhassania. Seismic Collapse Fragility Analysis of Reinforced Concrete Shear Wall Buildings. *Earthquake Spectra*: February 2019, Vol. 35, No. 1, pp. 383-404. [In English].
39. Mehmet Çelebi, Hamid Haddadi, Moh Huang. The Behavior of the Salesforce Tower, the Tallest Building in San Francisco, California Inferred from Earthquake and Ambient Shaking. *Earthquake Spectra*: November 2019, Vol. 35, No. 4, pp. 1711-1737. [In English].
40. N. Simon Kwong, Anil K. Chopra. A Generalized Conditional Mean Spectrum and Its Application for Intensity-Based Assessments of Seismic Demands. *Earthquake Spectra*: February 2017, Vol. 33, No. 1, pp. 123-143. [In English].
41. Newmark N. M. "A Method of Computation for Structural Dynamics," *ASCE Journal of the Engineering Mechanics Division*, Vol. 85, 1959, pp. 67-94. [In English].
42. Newmark N. M., E Rosenblueth. *Fundamentals of earthquake engineering*. Prentice – Hall, Inc, Englewood Cliffs, NJ, 1971. [In English].
43. Said M. Easa, Wai Yeung Yan. *Performance-Based Analysis in Civil Engineering: Overview of Applications*. *Infrastructures* 2019, 4(2), 28; <https://doi.org/10.3390/infrastructures4020028> [In English].

Для цитирования: Кабанцев О.В., Умаров К.И. Особенности упруго-пластического деформирования рамно-связевых железобетонных каркасов при сейсмическом воздействии // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2020. № 1. С. 18-28.

For citation: Kabantsev O.V., Umarov K. I. Features of Elastic-plastic Deformation of Reinforced Concrete Shear-wall Structures under Earthquake Excitations. *Seismostoi koe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii* [Earthquake engineering. Constructions safety], 2020, no. 1, pp. 18-28. (In Russian).

Всероссийский практический семинар «Градостроительная деятельность – 2020»

Москва, 24 марта

Семинар «Градостроительная деятельность – 2020» пройдет в Москве с 24 по 26 марта 2020 года при поддержке Минстроя России. В пленарном заседании «Проблемы и перспективы развития строительной отрасли, как драйвера цифровой экономики страны» планирует участие заместитель министра строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации Дмитрий Волков.

Организатор семинара – Университет Минстроя НИИСФ РААСН.

Стратегический партнер мероприятия – Фонд развития цифровой экономики.

В семинаре примут участие представители федеральных министерств и ведомств, а также научного, экспертного и бизнес сообществ.

В процессе обсуждения будут выработаны предложения по совершенствованию и перспективам развития градостроительной деятельности.

Тематические дни всероссийского практического семинара:

24 марта – цифровизация градостроительства

25 марта – комплексное и устойчивое развитие территорий

26 марта – новые нормы земельного и имущественного права

24 марта пройдет Международный Forum Digital Construction – цифровая эра в строительстве, выставка IT решений и проектов.

В рамках мероприятия также проводится повышение квалификации «Градостроительная деятельность – 2020» с выдачей Удостоверения о повышении квалификации Университета Минстроя НИИСФ РААСН.

Семинар будет проходить в Инновационно-образовательном комплексе «ТЕХНОГРАД» на ВДНХ.

Для участия необходима предварительная регистрация.

Контакты по участию в деловой программе: +7 (495) 585-73-20, info@niisf.org

С расписанием и условиями участия семинара можно ознакомиться на сайте <https://niisf.org/konferentsii/grad>
<https://www.minstroyrf.ru/press/vserossiyskiy-prakticheskiy-seminar-gradostroitel'naya-deyatelnost-2020-nachnet-rabotu-v-moskve-24-ma/>





Абдрахимов В.З.
доктор технических наук, профессор

Самарский государственный экономический университет, Самара, Российская Федерация

УДК 691.549.61:666

Влияние нанотехногенного сырья на сушильные свойства и физико-механические показатели керамического кирпича

Аннотация: При получении керамического кирпича только из легкоплавкой глины с числом пластичности менее 12 без применения отощителей, наблюдается резкое падение предельного напряжения сдвига в интервале температур 20-80°C, что способствует появлению трещин и деформационных искривлений изделий. Использование в качестве отощителя нанотехногенного сырья не способствует резкому падению предельного напряжения сдвига кирпича-полуфабриката в интервале температур 20-80°C, исключает появление трещин и повышает физико-механические пока-

затели готового изделия. Исследования показали, что для улучшения сушильных свойств керамической массы система «нанотехногенное сырье – легкоплавкая глина – вода» более однородна, по отношению к системе «глина – вода». Анализ предельного напряжения сдвига в условиях горячего формования показал, что особое значение в этом случае приобретает функция зависимости пластической прочности от формовочной влажности $P_m = f(W, t)$ чем функция зависимости пластической прочности от температуры $P_m = f(t)$.

Ключевые слова: нанотехногенное сырье, вода, глинистый компонент, сушка, температура, предельное напряжение, физико-механические показатели.

**Abdrakhimov V. Z., doctor of technical Sciences, Professor,
Samara state University of Economics, Samara, Russian Federation**

The Influence of Nanotechnogenic Raw Materials on the Drying Properties and Physical and Mechanical Properties of Ceramic Bricks

Abstract: When obtaining ceramic bricks only from low-melting clay with the number of plasticity less than 12 without the use of thinners, there is a sharp drop in the limiting shear stress in the temperature range of 20-80°C, which contributes to the appearance of cracks and

deformation curvatures of products. The use of nanotechnogenic raw materials as a thinner does not contribute to a sharp drop in the ultimate shear stress of the semi-finished brick in the temperature range of 20-80°C, eliminates the appearance of cracks and increases the physical and

mechanical performance of the finished product. Studies have shown that in order to improve the drying properties of the ceramic mass, the system «nanotechnogenic raw materials-fusible clay-water» is more homogeneous in relation to the system «clay-water». The analysis of the

ultimate shear stress in hot forming conditions showed that the function of dependence of plastic strength on molding humidity $P_M=f(W,t)$ than the function of dependence of plastic strength on temperature $P_M=f(t)$ acquires special importance in this case.

Keywords: nanotechnologie raw material, water, a clay component, drying, temperature, voltage limit, physical and mechanical properties.

DOI 10.37153/2618-9283-2020-1-29-34

ВВЕДЕНИЕ

При производстве керамического кирпича пластического формования сушке изделий необходимо уделять большое внимание, так как именно при сушке удаляется влага, как полученная с сырьем, так и специально введенная при формовании. Кроме того, при сушке керамического кирпича удаляется в среднем 70% влаги, а при обжиге – остальные 30%, при этом на 1000 шт. керамического кирпича при обжиге расход условного топлива составляет 105 кг, а при сушке 60 кг [1-2].

Для сушки керамического кирпича необходимо создать оптимальный режим, под которым понимают сочетание малой его длительности по времени, минимальные затраты энергии и высокое качества полуфабриката (кирпича-сырца) – отсутствие коробления, микротрещин и скрытых напряжений, которые способствуют появлению макротрещин в обжиге [3, 4].

Весь опыт сушки керамических изделий указывает, что наиболее опасным периодом сушки является начальный [4-6]. Очевидно, здесь кроме наиболее интенсивной влагоотдачи с поверхности изделия наблюдается одновременное выравнивание влажности между отдельными участками и затухание формовочных деформаций. Этот период является как бы продолжением процесса формования.

Практический опыт показывает, что на всех российских кирпичных заводах одним из самых часто встречающихся видов брака при сушке кирпича являются трещины (порой в виде невидимых «волосных» трещин) и скрытые напряжения, которые проявляются уже при обжиге в виде хорошо видимых трещин. Раньше на такие виды брака не обращали особого внимания, так как все равно получался кирпич марки М100-125, вполне достаточный для строительства домов 4-9 этажей. Кроме того, кирпичи марок М150 и выше стоили гораздо дороже.

С появлением 12-20 этажных зданий появилась необходимость в производстве кирпича марок от 150 и выше. Кроме того, в соответствии с п. 6.14.4 СП 14.13330.2014 «Строительство в сейсмических районах», для кладки несущих и самонесущих стен или заполнения участвующего в работе каркаса следует применять керамический кирпич и керамические камни марки не ниже М125 при сейсмичности площадки строительства 8 и 9 баллов. И, чтобы не менять сырьевые материалы, технологи заводов стали искать способы по ликвидации трещин и скрытых напряжений при сушке. Одним из таких способов является подогрев керамической массы, при котором нагревается и вода. Нагрев воды, как известно, способствует уменьшению ее вязкости, и вода становится более подвижной, а значит и легче удаляется из керамической массы. Высокотемпературное формование кирпича взяли на вооружение в передовых западных странах более 20 лет назад.

Одним из резервов сокращения сроков сушки является повышение начальной температуры изделий [7, 8]. Прогрев сформованных изделий на первых позициях сушильных установок не получил распространения на керамических заводах при пластичном формовании. Причиной этому является разрушение изделий при конденсации влаги на поверхности. Поэтому в последние годы все большее внимание уделяется вопросам высокотемпературного формования. Так, во Франции и ФРГ широкое распространение получила предварительная подсушка и одновременный прогрев глины в специальных агрегатах [9]. Итальянская фирма «Морандо» в составе глиноперерабатывающего оборудования предусматривает и «фильтры-смесители», устанавливаемые непосредственно перед прессом для дополнительной обработки массы и прогрева ее паром под давлением 13 атмосфер с температурой 200°C. Авторы работ [8-10] считают, что одной из наиболее существенных реологических характеристик керамических смесей является предельное напряжение сдвига или пластическая прочность – P_m .

Общие сведения о наночастицах. Большинство легкоплавких (кирпично-черепичных) глин в регионах России и многих республик СНГ классифицируются как полукислые и кислые, причем неспекающиеся с высоким содержанием красящих оксидов и низким содержанием оксида алюминия ($Al_2O_3 < 15\%$) и малопластичные (число пластичности менее 12) [11].

При таком содержании оксида алюминия в глинистых компонентах из них невозможно получить кирпич марок М150 и более. Основным резервом для получения высокомарочных керамических кирпичей и камней, например, является высокоглиноземистый шламовый нанотехногенный отход нефтехимии.

В работах [12-14] было показано, что в глинистые материалы с числом пластичности менее 12 не целесообразно вводить отощители (для сокращения сроков сушки) более 15-20%, так как ухудшается формуемость керамической массы. В таких случаях в качестве отощителей целесообразно вводить нанотехногенное сырье, которое имеет пластичность, как правило, не ниже 8.

Наночастицы – один из наиболее общих терминов для обозначения изолированных ультрадисперсных объектов, во многом дублирующий ранее известные термины (коллоидные частицы, ультрадисперсные частицы), но отличающийся от них определенными размерными границами. Размерные границы наночастиц строго не определены, и в разных областях знания в это понятие вкладывается несколько различное количественное содержание [15]. В настоящей работе под наночастицами понимается размер частиц от 100 до 1000 нм.

Таблица 1 — Химические составы компонентов**Table 1** — Chemical composition of components

Компонент	Содержание оксидов, мас., %								
	SiO ₂	Al ₂ O ₃	TiO ₂	Fe ₂ O ₂	CaO	MgO	Cr ₂ O ₃	R ₂ O	П.п.п.
Легкоплавкая глина Даниловского месторождения	64,2	10,3	–	4,02	5,68	2,2	–	2,5	8,9
Отработанный катализатор ИМ-2201	8,40	74,5	–	0,75	–	0,50	14,5	0,47	–

Примечание: П.п.п. – потери при прокаливании; R₂O=K₂O+Na₂O

Таблица 2 — Минералогический состав легкоплавкой глины Даниловского месторождения**Table 2** — Mineralogical composition of low-melting clay of the Danilovsky Deposit

Содержание минералов, %					
Гидрослюда	Кварц	Гипс	Полевой шпат	Каолинит	Оксиды железа
25-30	25-30	5-7	10-15	10-15	4-5

Таблица 3 — Технологические свойства легкоплавкой глины Даниловского месторождения**Table 3** — Technological properties of low-melting clay of the Danilovsky Deposit

Число пластичности	Содержание глинистых частиц (размером менее 0,005 мм)	Огнеупорность, °С	По спекаемости
9-11	15-25	1100-1200	Не спекается

Постановка задачи. С учетом сокращения запасов высоко кондиционного глинистого сырья с числом пластичности менее 12 необходимо найти новые отощители, например, нанотехногенное сырье с числом пластичности не ниже 8. Использование в качестве отощителя нанотехногенного сырья улучшит также и сушильные свойства кирпича-сырца.

Цель работы: исследование влияния нанотехногенного сырья на: а) сушильные свойства – предельное напряжение сдвига кирпича-сырца при температурах 20, 40 и 80°С; б) физико-механические показатели обожженного кирпича.

МЕТОДИКА

Для изготовления образцов глинистый компонент высушивался в шкафу при 110°С, затем измельчался до фракции 0,25 мм и меньше. Нанотехногенный компонент не измельчался, так как представляет собой пылевидный материал с размером частиц не более 0,005 мм.

Смесь глинистого материала и нанотехногенный отход тщательно перемешивались, увлажнялись, затем (для однородности) дважды пропускались через лабораторный ленточный пресс без мундштука.

Для определения пластической прочности применялся прибор и методика, разработанная ИТТФ АН УССР, приведенная в работах [7-9, 16]. Исследуемая керамическая масса (оптимальный состав) предварительно нагревался в сушильном шкафу до температуры не более 80°С в целях сокращения времени сушки, помещалась в бюкс и покрывалась слоем коллодия и фольги. Бюкс помещался в специальный конус, к которому подсоединялся водяной термостат. Температура керамической массы измерялась с помощью нескольких термодатчиков, введенных в шихту на различную глубину. Для исключения высыхания керамической массы в конусах помещался бюкс с водой, что позволило создать относительную влажность воздуха $\phi = 100\%$.

Таблица 4 — Составы керамических масс

Table 4 — Compositions of ceramic masses

Компоненты	Составы	
	1	2
Легкоплавкая глина	100	60
Отработанный катализатор ИМ-2201	–	40

Примечание: состав №1 взят для сравнения (без применения отощителей), состав №2 – оптимальный для получения образца

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНАЯ ЧАСТЬ

Сырьевые материалы

В качестве глинистого компонента для получения керамического кирпича использовалась малопластичная легкоплавкая глина Даниловского месторождения Самарской области. Оксидный химический состав исследуемого глинистого материала представлен в табл. 1, минералогический состав и технологические свойства в табл. 2 и табл. 3.

Как видно из табл. 1, исследуемый глинистый компонент содержит Al_2O_3 менее 12, а число пластичности также менее 12.

В качестве отощителя для производства керамического кирпича использовался отработанный катализатор

ИМ-2201, химический состав которого представлен в табл. 1. Отработанный катализатор ИМ-2201 – это высокоглиноземистый шламовый отход нефтехимии Новокуйбышевского нефтехимического комбината Самарской области [12, 13].

Данные шламовые отходы отличаются от высокодисперсных порошкообразных материалов природного и техногенного происхождения наноразмерностью, которая находится пределах от 80 до 1000 нм и зависит от условий образования. Для получения керамического кирпича использовался отработанный катализатор ИМ-2201 техногенного происхождения наноразмерностью от 100 до 200 нм.

Эффект от внедрения наноразмерных частиц принципиально выражается в том, что в системе появляется не только дополнительная граница раздела, но и носитель квантовомеханических проявлений. Присутствие в системе наноразмерных частиц способствует увеличению объема адсорбционно и хемосорбционно связываемой ими воды и уменьшению объема капиллярно-связанной и свободной воды, что приводит к повышению пластичности керамической массы и прочностных показателей [15].

ПОЛУЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТА

Предельное напряжение сдвига при температурах 20, 40 и 80°C изучалось на составах, представленных в табл. 4.

Зависимость предельного напряжения сдвига (P_m) от формовочной влажности и температуры представлена на рисунке 1.

С повышением температуры (от 20 до 80°C) предельное напряжение сдвига состава №2 (оптимального состава) при относительном влагосодержании ($W_{отн.}=22\%$) уменьшается с 0,01 до 0,004 МПа.

Кроме того, интервал влагосодержания, в пределах которого система находится в пластичном состоянии, с увеличением температуры смещается в сторону меньших влагосодержаний (см. рис. 1 а), например, для состава №2 от 22 до 18,5%. Это связано с ослаблением и разрушением отдельных связей в системе, с уменьшением числа непосредственных контактов между частицами вследствие увеличения интенсивности теплового движения частиц и молекул дисперсной среды.

При температуре 20°C кривая зависимости P_m от W более пологая (см. рис. 1 а, кривые 1 и 4), а при температуре

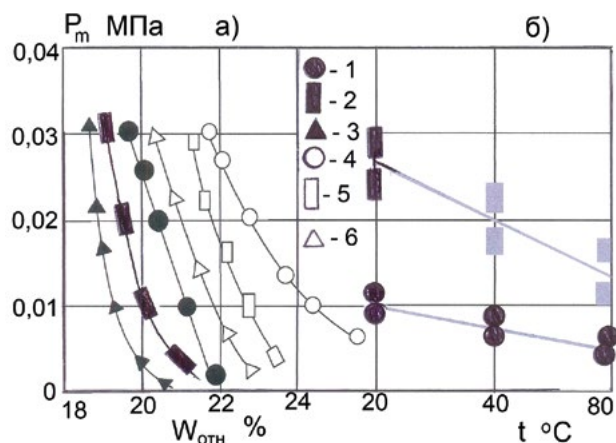


Рисунок 1 — Зависимость предельного напряжения сдвига (P_m) от формовочной влажности и температуры.

а) Зависимость (P_m) от формовочной влажности: 1, 2, 3 – керамические массы из состава №2; 4, 5, 6 – керамические массы из состава №1; температура 1 и 4 – 20°C, 2 и 5 – 40°C, 3 и 6 – 80°C.
б) Зависимость (P_m) от температуры: 1 – состав №2; 2 – состав №1, ($W_{отн.}=22\%$)

Figure 1 — Dependence of the maximum shear stress (P_m) on the molding humidity and temperature

а) Dependence (P_m) on molding moisture: 1, 2, 3 – ceramic masses from composition №2; 4, 5, 6 – ceramic masses from composition №1; temperature 1 and 4 – 20 °C, 2 and 5 – 40 °C, 3 and 6 – 80 °C.
б) Dependence (P_m) on temperature: 1 – composition No. 2; 2 – composition No. 1, ($W_{rel.} = 22\%$)

Таблица 5 — Физико-механические показатели керамического кирпича**Table 5** — Physico-mechanical properties of ceramic bricks

Компонент	Составы	
	1	2
Механическая прочность при сжатии, МПа	11,4	18,0
Механическая прочность при изгибе, МПа	2,2	3,8
Плотность, кг/м ³	1940	1980
Усадка, %	7,7	7,2
Морозостойкость, циклы	21	45

80°C кривые стремятся к прямой линии (рис. 1 а, кривые 3 и б, особенно для состава № 2). Выпрямление кривых связано с быстрым тепловым движением молекул. Это движение приводит к более интенсивному обмену молекул между слоями связанной воды и свободной воды и вследствие чего происходит сглаживание кривизны. Более сильное сглаживание кривизны происходит в системе нанотехногенное сырье – глина – вода, т.е. эта система более однородна, по отношению к системе глина – вода.

Повышение температуры в различной степени влияет на падение предельного напряжения сдвига образцов из глинистого компонента (состав №1) и образцов из состава №2. Причем в составе №2 зависимость $P_m = f(t)$ более пологая, чем в составе №1 (см. рис. 1 б, кривые 1 и 2). Резкое падение предельного напряжения сдвига состава №1 в интервале температур 20-80°C способствует появлению трещин и деформационных искривлений в исследуемых образцах. Повышенное содержание в составах керамических масса глинистой составляющей способствует повышению чувствительности керамической массы к температуре [7-9, 16, 17]. Эта особенность керамической массы препятствует перспективной технологии горячего прессования [7-9, 16, 17].

Анализ предельного напряжения сдвига в условиях горячего формования показал, что особое значение в этом случае приобретает не сколько $P_m = f(t)$, а сколько $P_m = f(W, t)$, что подтверждают и работы [7-9]. Физико-механические показатели обожженного при 1050°C кирпича представлены в таблице 5.

Как видно из таблицы 5, введение в составы керамических масс нанотехногенного сырья значительно повышает физико-механические показатели.

ВЫВОДЫ

Исследования показали, что при получении образцов только из глинистого компонента без применения отощителей наблюдается резкое падение предельного напряжения сдвига в интервале температур 20-80°C, что способствует появлению трещин и деформационных искривлений в исследуемых изделиях. Повышенное содержание в составах керамических массах глинистой составляющей способствует повышению чувствительности керамической массы к температуре. Эта особенность керамической массы препятствует перспективной технологии горячего прессования.

При использовании в керамических массах нанотехногенного сырья при получении образцов не наблюдается резкое падение предельного напряжения сдвига в интервале температур 20-80°C и в этом случае зависимость $P_m = f(t)$ более пологая, чем в образцах состава без применения отощителей. Более сильное сглаживание кривизны происходит в системе нанотехногенное сырье – глина – вода, т.е. эта система более однородна, по отношению к системе глина – вода.

Анализ предельного напряжения сдвига в условиях горячего формования показал, что особое значение в этом случае приобретает не сколько $P_m = f(t)$, а сколько $P_m = f(W, t)$. Введение в составы керамических масс нанотехногенного сырья значительно повышает их физико-механические показатели.

Литература

1. Абдрахимова Е.С., Абдрахимов В.З. Влияние параметров теплоносителя на процесс сушки кислотоупоров // Огнеупоры и техническая керамика. 2005. №2. С. 18-21.
2. Абдрахимова Е.С., Абдрахимов В.З., Абдрахимов А.В. Сушильные свойства керамических

3. Абдрахимов Д.В., Комохов П.Г., Абдрахимова Е.С., Абдрахимов В.З. Влагодпроводность керамической шихты из техногенного сырья // Строительные материалы. 2003. №2. С 56-57.
4. Долгий В.П., Абдрахимов В.З., Абдрахимова Е.С. Влияние параметров теплоносителя

5. Баскаков С.В. Сушка кирпича. М.: Стройиздат. 1966. 172 с.
6. Абдрахимова Е.С., Абдрахимов В.З. Выбор оптимальных способов приготовления и переработки масс, формования и режима

- сушки кислотоупоров // Огнеупоры и техническая керамика. 2005. №6. С. 28-35.
7. Торпоква А.А. Сушильные свойства глинистых материалов. // Стекло и керамика. 1974. №11. С. 16-17.
8. Сайбулатов С.Ж., Пиевский И.М., Степанова А.И., Нурбатуров К.А. Исследование реологических свойств и напряженного состояния золотлиняных керамических масс в процессе сушки // Промышленная тепло-техника. 1982. Т4. №3. С. 62-65.
9. Сайбулатов С.Ж., Сулейменов С.Т., Ралко А.В. Золокерамические стеновые материалы. Алма-Ата: Наука. 1982. 292 с.
10. Кайракбаев А.К., Абдрахимов В.З., Абдрахимова Е.С. Исследование регрессивным методом зависимости отходов топливно-энергетической промышленности на сушильные свойства стеновой керамики // Экология промышленного производства. 2015. №1. С. 6-10.
11. Абдрахимов В.З. Использование обожженного солевого алюминиевого шлака для получения высокопрочного сейсмического кирпича // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2019. №5. 45-50.
12. Абдрахимов В.З. Применение алюмосодержащих отходов в производстве керамических материалов различного назначения // Новые огнеупоры. 2013. №1. С. 23-23.
13. Абдрахимов В.З., Семенычев В.К., Ковков И.В. Экологические и практические аспекты использования отходов нефтехимии в производстве огнеупорного теплоизоляционного материала на основе жидкого стекла // Новые огнеупоры. 2011. №2. С. 5-8.
14. Кайракбаев А.К., Абдрахимов В.З., Абдрахимова Е.С. Использование нанотехногенного сырья в производстве керамического кирпича // Вестник Казахско-русского международного университета. 2014. Сентябрь. С. 137-139.
15. Абдрахимов В.З., Колпаков А.В. Инновационные направления использования кальцийсодержащего нанотехногенного сырья: осадок-отхода сточных вод, отхода пыли-уноса асфальтобетонных заводов, шлама от водоочистки воды и гальванического шлама в производстве кирпича // Известия вузов. Строительство. 2013. №8. С. 41-46.
16. Абдрахимов В.З. Исследование предельного напряжения сдвига состава пирофиллит – глинистый компонент – вода при повышенных температурах // Новые огнеупоры. 2019. №7. С. 55-57.
17. Сулейменов С.Т. Физико-химические процессы структурообразования в строительных материалах и минеральных отходах промышленности. М: Манускрипт. 1996. 298 с.

References

1. Abdrakhimova E.S., Abdrakhimov V.Z. The influence of the heat carrier parameters on the drying of acid refractories. Refractories and technical ceramics. 2005, no.2, pp. 18-21. [In Russian].
2. Abdrakhimova E.S., Abdrakhimov V.Z., Abdrakhimov A.V. Drying properties of ceramic masses. Bulletin of universities. Building. 2003, no.4, pp. 64-69. [In Russian].
3. Abdrakhimov D.V., Komokhov P.G., Abdrakhimova E.S., Abdrakhimov V.Z. Moisture permeability of a ceramic charge from technogenic raw materials. Building materials. 2003, no. 2, pp. 56-57. [In Russian].
4. Dolgiy V.P., Abdrakhimov V.Z., Abdrakhimova E.S. The influence of heat carrier parameters on the drying process of ceramic materials. News of universities. Building. 2005, no 3, pp. 37-42. [In Russian].
5. Baskakov S.V. Drying bricks. M.: Stroyizdat. 1966. 172 p. [In Russian].
6. Abdrakhimova E.S., Abdrakhimov V.Z. The selection of optimal methods for the preparation and processing of masses, molding and drying regime of acid refractories. Refractories and technical ceramics. 2005, no. 6, pp. 28-35. [In Russian].
7. Torpikova A.A. Drying properties of clay materials. Glass and ceramics. 1974, no. 11, pp. 16-17. [In Russian].
8. Saybulatov S.Zh., Pievsky I.M., Stepanova A.I., Nurbaturov K.A. The study of the rheological properties and stress state of zologlino ceramic masses in the drying process. Industrial heat engineering. 1982, Vol. 4, no. 3, pp. 62-65. [In Russian].
9. Saybulatov S.Zh., Suleimenov S.T., Ralko A.V. Gold-ceramic wall materials. Alma-Ata: Nauka. 1982. 292 p. [In Russian].
10. Kairakbaev A.K., Abdrakhimov V.Z., Abdrakhimova E.S. Investigation by the regressive method of the dependence of fuel and energy industry waste on the drying properties of wall ceramics. Ecology of Industrial Production. 2015, no.1, pp. 6-10. [In Russian].
11. Abdrakhimov V.Z. The use of fired salt aluminum slag to obtain high-strength seismic brick. Earthquake Engineering. Construction Safety. 2019, no.5, pp. 45-50. [In Russian].
12. Abdrakhimov V.Z. The use of aluminum-containing waste in the production of ceramic materials for various purposes. New refractories. 2013, no.1, pp. 23-23. [In Russian].
13. Abdrakhimov V.Z., Semenychev V.K., Kovkov I.V. Ecological and practical aspects of the use of petrochemical waste in the production of refractory heat-insulating material based on liquid glass. New refractories. 2011, no.2, pp. 5-8. [In Russian].
14. Kairakbaev A.K., Abdrakhimov V.Z., Abdrakhimova E.S. The use of nanotechnological raw materials in the production of ceramic bricks. Bulletin of the Kazakh-Russian International University. 2014. September. Pp. 137-139. [In Russian].
15. Abdrakhimov V.Z., Kolpakov A.V. Innovative directions for the use of calcium-containing nanotechnogenic raw materials: sewage sludge, dust, fly-off of asphalt concrete plants, sludge from water treatment and galvanic sludge in brick production. News of universities. Building. 2013, no.8, pp. 41-46. [In Russian].
16. Abdrakhimov V.Z. Study of the ultimate shear stress of the composition pyrophyllite – clay component – water at elevated temperatures. New refractories. 2019, no.7, pp. 55-57. [In Russian].
17. Suleimenov S.T. Physico-chemical processes of structure formation in building materials and mineral waste industry. M: Manuscript. 1996. 298 p. [In Russian].

Для цитирования: Абдрахимов В.З. Влияние нанотехногенного сырья на сушильные свойства и физико-механические показатели керамического кирпича // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2020. № 1. С. 29-34.

For citation: Abdrakhimov V. Z. The Influence of Nanotechnogenic Raw Materials on the Drying Properties and Physical and Mechanical Properties of Ceramic Bricks. Seismostoykoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii [Earthquake engineering. Constructions safety], 2020, no. 1, pp. 29-34. (In Russian).



Чернуха Н.А.
Начальник отдела

АО «АТОМПРОЕКТ», Санкт-Петербург, Российская Федерация

УДК 629.039.58+624.042

Включение падения самолета в проектные основы АЭС и вероятностное обоснование нагрузок на строительные конструкции и оборудование

Аннотация: Статья посвящена теме анализа безопасности АЭС при падении самолета. В частности, рассматриваются проблема включения падения самолета в проектные основы АЭС, связанная с определением вероятности падения самолета на АЭС, и аспекты обоснования нагрузок на конструкции, системы и компоненты АЭС при падении самолета, вызванных механическим воздействием первичного летящего тела – ударом фюзеляжа самолета.

Определены по результатам анализа мировой статистики авиационных происшествий вероятностные характеристики таких случайных параметров воздействия при ударе самолета, как повторяемость падений и направление траектории самолета. Представлена методика вычисления вероятности падения самолета на конструкции, здания и АЭС в целом при случайном и преднамеренном крушениях с учетом различных сценариев подлета.

Изложена методика вероятностного обоснования расчетных нагрузок на строительные конструкции АЭС при ударе самолета исходя из требования невышшения допустимой вероятности отказа АЭС в целом. Приведен пример оценки вероятности отказа строительных конструкций действующей АЭС при падении более тяжелого самолета, чем был учтен в проекте.

Изложена методика вероятностного обоснования величин динамических нагрузок на оборудование внутри здания АЭС при ударе самолета. Описана процедура определения поэтажных спектров отклика с требуемой обеспеченностью (вероятностью невышшения). Рассмотрено задание нагрузок при преднамеренном падении самолета (террористическом акте). Предложен способ суммирования усилий, полученных по трем компонентам поэтажных спектров отклика.

Ключевые слова: атомная электростанция, падение самолета, безопасность АЭС, проектные основы, вероятность падения, строительные конструкции, технологическое оборудование, отказ, обеспеченность, вероятность невышшения, террористический акт.

Chernukha N.A., Head of office, JSC "ATOMPROEKT"; Saint Petersburg, Russian Federation

Inclusion of Aircraft Crash into NPP Design Bases and Probabilistic Justification of Loads on Civil Structures and Equipment

Abstract: The article is about nuclear power plant (NPP) safety analysis in case of aircraft crash. Specifically, the article considers the following problems: inclusion of aircraft crash into NPP design bases regarding calculation of frequency of an aircraft crash into NPP; aspects of justification of loads on NPP structures, systems and components (SSCs) caused by mechanical action of a primary missile – aircraft fuselage impact.

Probabilistic characteristics of such random parameters as frequency of aircraft crash and direction of aircraft trajectory are determined by the results of analysis of world statistics of aviation accidents. Method of calculation of aircraft crash frequency on structures, buildings and NPP as a whole is presented. It takes into account options of accidental and intentional aircraft crashes and various aircraft approach scenarios.

Procedure of probabilistic justification of loads on civil structures under aircraft impact is described. The loads are specified so as not to exceed allowable value of failure probability of NPP as a whole. Calculation of failure frequency of civil structures of existing NPP is given as an example to show analysis in case of a crash of an aircraft heavier than considered in NPP design.

Procedure of probabilistic justification of dynamic loads on NPP equipment in case of aircraft impact is described. Method of floor response spectra (FRS) calculation with the required non-exceedance probability is given. Probabilistically justified loads in case of intentional aircraft impact (act of terrorism) are also considered. Additionally it is presented how internal forces calculated with the use of FRS with the required non-exceedance probability can be summed to provide analysis of subsystems.

Keywords: nuclear power plant, aircraft crash, NPP safety, design bases, frequency of aircraft crash, civil structures, process equipment, failure, non-exceedance probability, act of terrorism.

DOI 10.37153/2618-9283-2020-1-35-47

ВВЕДЕНИЕ

Атомные электростанции (АЭС) являются особо опасными и технически сложными объектами, к которым предъявляются повышенные требования по безопасности. При их проектировании должны быть учтены все иницирующие события (ИС) природного и техногенного происхождения, которые могут повлиять на ядерную и радиационную безопасность [1]. Одно из наиболее опасных из них – падение на АЭС самолета. Его учет предусмотрен российскими нормами [2], нормами других стран и руководствами по безопасности Международного агентства по атомной энергии (МАГАТЭ) [3]. Это воздействие рассматривается только для элементов АЭС, важных для безопасности и обычно сосредоточенных в ядерном острове (ЯО) АЭС.

Согласно нормам [2], в проекте АЭС обязательно учитывается удар самолета массой до 5 тонн. Такие самолеты относятся по международной классификации к авиация общего назначения (general aviation). Необходимость учета более тяжелого самолета определяется на основе анализа воздушного движения вблизи площадки АЭС и статистики авиационных происшествий. Падение самолета является чрезвычайно редким событием. Его, как и иные техногенные факторы, учитывают в проекте только при вероятности возникновения 10^{-6} 1/год и выше. Это величина называется уровнем отбора событий по вероятности (УОВ).

При рассмотрении этого воздействия необходимо решить три проблемы. Во-первых, требуется определить вероятность падения самолета на ЯО, необходимую для принятия обоснованного решения об учете воздействия в проектных основах АЭС. Если угроза должна быть учтена в проекте АЭС, то требуется, во-вторых, обеспечить при ударе самолета прочность строительных конструкций, важных для безопасности. Наконец, в-третьих, надо гарантировать безотказную работу технологического оборудования, расположенного в зданиях АЭС, при динамических нагрузках, вызванных колебаниями от удара.

В настоящее время проектирование АЭС с учетом нагрузок от удара самолета выполняется «по наихудшему варианту»: предполагается, что самолет обязательно ударит в рассматриваемую конструкцию, причем нагрузка будет максимально возможной, а удар будет нанесен в самое неблагоприятное

место. Однако в действительности нагрузка при ударе зависит от многих случайных факторов: это вероятность реализации самого падения, вероятность удара самолета именно в данную конструкцию, место удара, угол между направлением удара и нормалью к поверхности конструкции. Вообще говоря, случайными являются также тип, масса и скорость самолета, от которых зависит нагрузка, но в данной работе они условно считаются заданными. Кроме того, интенсивность колебаний здания вблизи места удара велика, но по мере удаления от него быстро ослабевает. Поэтому нагрузки на конкретную единицу оборудования зависят также от случайного расстояния между ней и местом удара.

В настоящей статье изложена методика определения вероятности падения самолета на АЭС. Подобный подход был опубликован ранее в работах [4, 5], однако он был основан на ограниченном числе данных об авиационных происшествиях и требовал уточнения.

В статье также изложены методики вероятностного обоснования нагрузок на строительные конструкции и оборудование с учетом случайных факторов при ударе самолета как для случайного (аварийного), так и преднамеренного (террористический акт) крушений. Отдельные аспекты этих методик публиковались ранее в работах автора [6-9]. Настоящая статья имеет своей целью обобщить и показать взаимосвязь возможных путей решения трех обозначенных выше проблем учета падения самолета в проекте АЭС.

Все исследования выполнены применительно к самолетам коммерческой авиации. Авиационные происшествия с участием военных самолетов не рассматривались, так как данные о них отсутствуют в открытой печати.

1. Случайные параметры воздействия при ударе самолета

Для вычисления вероятности падения самолета на АЭС и анализа нагрузок на КСК АЭС необходимо знать повторяемость падений самолета на единицу площади и распределение угла удара самолета [4]. Так как тип, масса и скорость самолета считаются заданными, нагрузка при ударе самолета может быть принята согласно нормам или руководству МАГАТЭ [3].

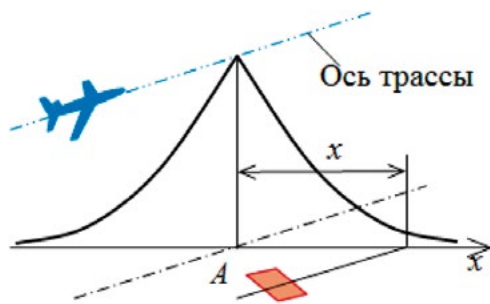


Рисунок 1 — Вероятность падения самолета на АЭС вблизи трассы полетов

Figure 1 — Probability of aircraft crash on NPP situated near flight route

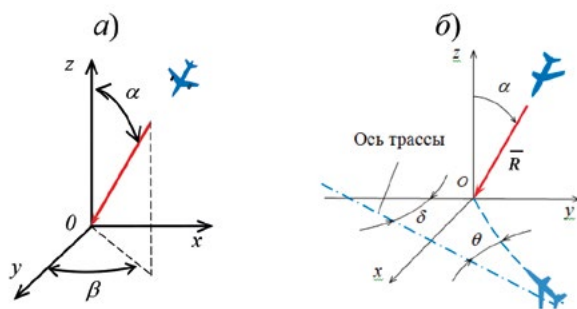


Рисунок 2 — Задание направления траектории самолета: а – при равновероятном подлете с любой стороны; б – при полете по трассе

Figure 2 — Direction of aircraft trajectory: а – in case of equiprobable approach; б – in case of flying along the route

Ниже рассматриваются вероятностные характеристики параметров воздействия при ударе самолета.

1.1. Вероятность падения самолета на горизонтальную площадь

Вероятность падения самолета v на горизонтальную площадь A определяется на основании статистических данных об авиационных происшествиях в регионе. Она зависит от величины площади A , расположения по отношению к потенциально опасным местам и интенсивности воздушного движения. В некоторых странах принята единая повторяемость падений самолетов на всей территории. Например, в Германии $v = 10^{-6}$ 1/год на стандартную площадь $A_0 = 10^4$ м² [4]. Вероятность падения P на площадь A равна:

$$P = \frac{vA}{A_0} \quad (1)$$

Повторяемость падений самолетов малой авиации (general aviation) можно принимать $v = 2 \cdot 10^{-5}$ 1/год на площадь $A_0 = 10^4$ м². Данная величина определена для территории США, ее можно с запасом принимать в России [6]. Повторяемость падения самолетов других типов также не превышает данной величины.

Вероятности падения самолетов на АЭС при различных вариантах расположения площадки относительно источников авиационной опасности приведены в [4, 10]. Так, в случае раз-

мещения АЭС вблизи трассы полетов (см. рис. 1), вероятность падения P_2 можно вычислить по формуле:

$$P_2(x) = CNAF(x) \quad (2)$$

где N – число полетов по трассе в год; A – эквивалентная площадь АЭС (миля²); C – количество авиакатастроф на одну милю полета (в США для гражданских самолетов принимают $C = 4 \cdot 10^{-10}$ 1/миля, кроме особо нагруженных трасс с числом полетов более 100 в день, для которых нужен дополнительный анализ); $F(x)$ – функция распределения вероятностей падения в зависимости от расстояния x до оси трассы (см. рис. 1):

$$F(x) = 0.5ke^{-kx} \quad (3)$$

где коэффициенты k , 1/милю, для различных видов авиации имеют следующие значения:

$$k = \begin{cases} 1.0 & \text{военная;} \\ 2.0 & \text{общего назначения (кроме специальной);} \\ 1.0 & \text{общего назначения (специальная);} \\ 1.6 & \text{транспортная.} \end{cases} \quad (4)$$

1.2. Направление траектории самолета

Траектория падающего самолета может быть задана двумя углами (см. рис. 2,а): α с вертикалью (угол наклона траектории) и β в горизонтальной плоскости (азимут подлета).

Плотность $p_\alpha(\alpha)$ и интегральный закон распределения $P_\alpha(\alpha)$ вероятности угла наклона траектории самолета к вертикали найдены путем анализа мировой статистики авиационных происшествий [6]:

$$p_\alpha(\alpha) = 0.244\alpha + 10.651 \cdot \exp[15.245(\alpha - \pi/2)]. \quad (5)$$

$$P_\alpha(\alpha) = 0.122\alpha^2 + 0.699 \cdot \exp[15.245(\alpha - \pi/2)]. \quad (6)$$

Несколько отличное распределение приведено в работах [4, 5], но оно было получено на основе ограниченных статистических данных и является недостаточно достоверным.

Необходимо подчеркнуть, что использовалась статистика авиакатастроф с самолетами транспортной и малой авиации. Поэтому найденные зависимости можно применять для анализа безопасности АЭС при падении только таких самолетов. Известно, что падение скоростных военных самолетов может происходить под более крутыми углами, но данные о них в открытой печати отсутствуют.

При задании случайного азимута подлета самолета β рассмотрены два варианта.

а) Подлет самолета к АЭС с любой стороны равновероятен

В этом случае азимут задается углом β (см. рис. 2, а), плотность и интегральный закон распределения вероятности равны:

$$p_\beta(\beta) = 1/2\pi \quad (7)$$

$$P_\beta(\beta) = \beta/2\pi \quad (8)$$

Ввиду независимости случайных углов α и β их совместная плотность вероятности при $0 \leq \alpha \leq \pi/2$ и $0 \leq \beta \leq 2\pi$ равна:

$$p(\alpha, \beta) = p_\alpha(\alpha) p_\beta(\beta) = [0.244\alpha + 10.651 \exp(15.245(\alpha - \pi/2))] / 2\pi \quad (9)$$

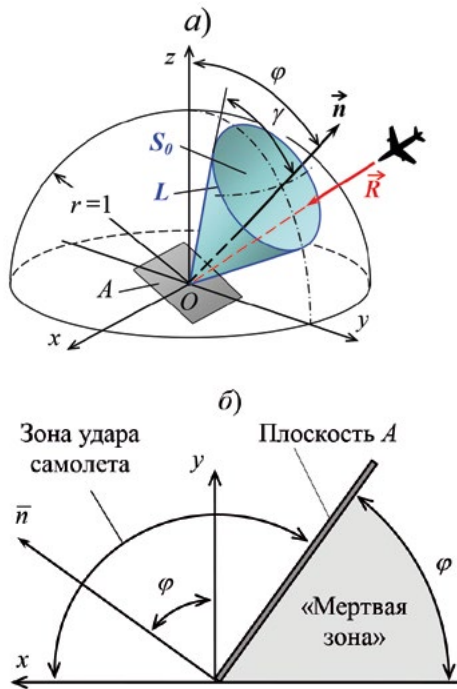


Рисунок 3 — Направление действия нагрузки на наклонную площадку: а – конус удара; б – зона удара и «мертвая зона»

Figure 3 — Direction of the load applied to the inclined platform: а – impact cone; b – impact area and "dead zone"

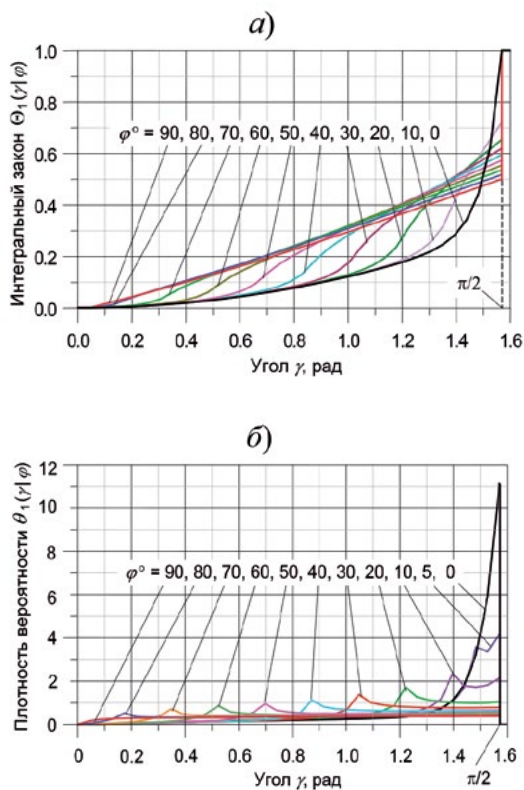


Рисунок 4 — Распределение вероятности удара в наклонную площадку: а – интегральный закон $\Theta_1(\gamma|\phi)$; б – плотность вероятности $\theta_1(\gamma|\phi)$

Figure 4 — Probability distribution law of impact to inclined platform: а – cumulative probability $\Theta_1(\gamma|\phi)$; б – distribution density $\theta_1(\gamma|\phi)$

б) Имеется преимущественный азимут подлета самолета к АЭС

При падении самолета во время полета по трассе он движется под случайным углом θ к ее оси, распределенным по закону Релея [4, 8, 11]. Плотность и интегральный закон распределения вероятности угла θ равны:

$$f_\theta(\theta) = 51.54\theta \exp(-25.77\theta^2) \quad (10)$$

$$F_\theta(\theta) = 1 - \exp(-25.77\theta^2) \quad (11)$$

Случайные величины α и θ независимы, поэтому их совместная плотность вероятности при $0 \leq \alpha \leq \pi/2$ и $0 \leq \theta \leq \pi/2$ равна:

$$p(\alpha, \theta) = p_\alpha(\alpha) f_\theta(\theta) = (0.244\alpha + 10.651e^{15.245(\alpha-\pi/2)}) \cdot 51.54\theta \exp(-25.77\theta^2) \quad (12)$$

1.3. Вероятность удара в наклонную площадку

Для вычисления вероятности удара самолета в отдельные конструкции и АЭС в целом необходимо знать вероятность удара в единичную наклонную площадку. Ниже дана постановка этой вспомогательной задачи [7].

Для вычисления интегрального закона распределения вероятности угла удара в наклонную площадку рассмотрим следующее случайное событие: «В площадку А с нормалью \vec{n} , наклоненной на угол ϕ к вертикали, нанесен удар под углом к нормали, не превосходящим γ » (см. рис. 3). Искомая вероятность представляет собой условный интегральный закон совместной вероятности углов α и β при заданных значениях углов ϕ и γ .

Вектор нагрузки \vec{R} лежит в пределах кругового «конуса удара» с углом при вершине γ и осью, наклоненной на угол ϕ (см. Рисунок 3,а). Совместная вероятность углов α и β при условии ϕ и γ равна телесному углу, ограниченному конусом, т.е. площади S_θ , вырезанной им на сфере единичного радиуса. Часть верхней полусферы находится в «мертвой зоне», откуда удар невозможен (см. рисунок 3,б).

Для случая равновероятного подлета самолета к АЭС вероятность удара в наклонную площадку была найдена ранее в работах [4, 5], актуализирована с учетом более полных статистических данных об авиационных происшествиях в [7] и может быть представлена в виде:

$$\Theta(\gamma|\phi) = \begin{cases} 0 & \text{при } -\infty < \gamma \leq 0; \\ \Theta_1(\gamma|\phi) + \Theta_2(\phi)H(\gamma - \pi/2) & \text{при } 0 < \gamma \leq \pi/2; \\ 1 & \text{при } \pi/2 < \gamma \leq +\infty. \end{cases} \quad (13)$$

где:

$$\Theta_2(\phi) = 1 - \Theta_1(\gamma = \pi/2|\phi); \quad (14)$$

$$H(\gamma - \pi/2) = \begin{cases} 0 & \text{при } \gamma < \pi/2; \\ 1 & \text{при } \gamma > \pi/2. \end{cases} \quad (15)$$

Функция $\Theta_1(\gamma|\phi)$ выражает условный интегральный закон вероятности на интервале $0 \leq \gamma \leq \pi/2$ (см. Рисунок 4,а). При $\phi \neq 0$ максимальная вероятность меньше 1 из-за наличия «мертвой зоны». Функция $\Theta_2(\phi)$ – это вероятность того, что са-

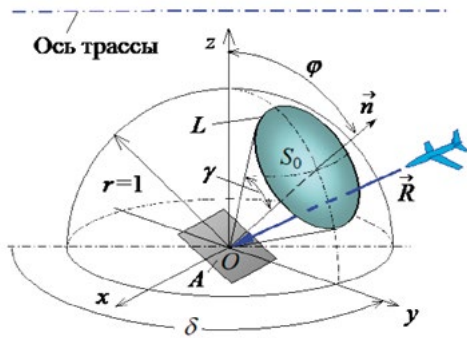


Рисунок 5 — Положение наклонной площадки по отношению к трассе полета

Figure 5 — Inclined platform situated near flight route

молет вообще не попал в площадку.

Плотность вероятности $\theta(\gamma | \phi)$ (см. рис. 4,б) равна:

$$\theta(\gamma | \phi) = \frac{\partial \Theta(\gamma | \phi)}{\partial \gamma} = \theta_1(\gamma | \phi) + \theta_2(\phi) \delta(\gamma - \pi/2) \quad (16)$$

при $0 < \gamma \leq \pi/2$,

где:

$$\theta_1(\gamma | \phi) = \frac{\partial \Theta_1(\gamma | \phi)}{\partial \gamma}; \quad (17)$$

$$\delta(\gamma - \pi/2) = \begin{cases} 0 & \text{при } \gamma \neq \pi/2; \\ \infty & \text{при } \gamma = \pi/2; \end{cases} \quad (18)$$

$$\int_{-\infty}^{\infty} \delta(\gamma - \pi/2) d\gamma = 1.$$

Для случая АЭС, расположенной вблизи трассы полетов, когда имеется преимущественное направление приближения самолета, плоскость yz , в которой лежит нормаль к площадке \vec{n} , повернута на угол δ к оси трассы (см. рис. 5).

В этом случае вероятность попадания в «конус удара» $\Omega(\gamma | \phi, \delta)$ зависит не только от углов γ и ϕ , но и от угла δ [8]:

$$\Omega(\gamma | \phi, \delta) = \begin{cases} 0 & \text{при } -\infty < \gamma \leq 0; \\ \Omega_1(\gamma | \phi, \delta) + \Omega_2(\phi, \delta)H(\gamma - \pi/2) & \text{при } 0 < \gamma \leq \pi/2; \\ 1 & \text{при } \pi/2 < \gamma \leq +\infty, \end{cases} \quad (19)$$

где $\Omega_1(\gamma | \phi, \delta)$ – условный интегральный закон вероятности при $0 \leq \gamma \leq \pi/2$. Его значения при некоторых углах δ приведены на рис. 6, а-в. Функция $\Omega_2(\phi, \delta) = 1 - \Omega_1(\gamma | \phi, \delta)$ – это вероятность, что при таких значениях ϕ и δ самолет в площадку не ударит (рис. 6,г); $H(\gamma - \pi/2)$ – см. (15).

2. Включение падения самолета в проектные основы АЭС

Падение самолета включают в проектные основы АЭС только при вероятности его реализации не меньше $УОВ = 10^{-6}$ 1/год [2]. Формулы (1), (2) пригодны для вычисления вероятности падения на горизонтальную площадь A . Однако удар может прийтись не только в горизонтальные, но и в вертикальные ограждающие конструкции. Поэтому вероятность удара зависит не только от повторяемости падений, но и от направления траектории самолета, высоты, формы, размеров в плане и расположения здания. Поэтому при ее вычислении следует использовать не площадь сооружения в плане A_0 , а эквивалентную (расчетную) площадь $A_s(\gamma)$, зависящую от названных случайных факторов. Ниже приведены соотношения для ее вычисления для случаев равновероятного и преимущественного азимута подлета самолета к АЭС.

2.1. Вероятность падения самолета на АЭС при равновероятном азимуте подлета

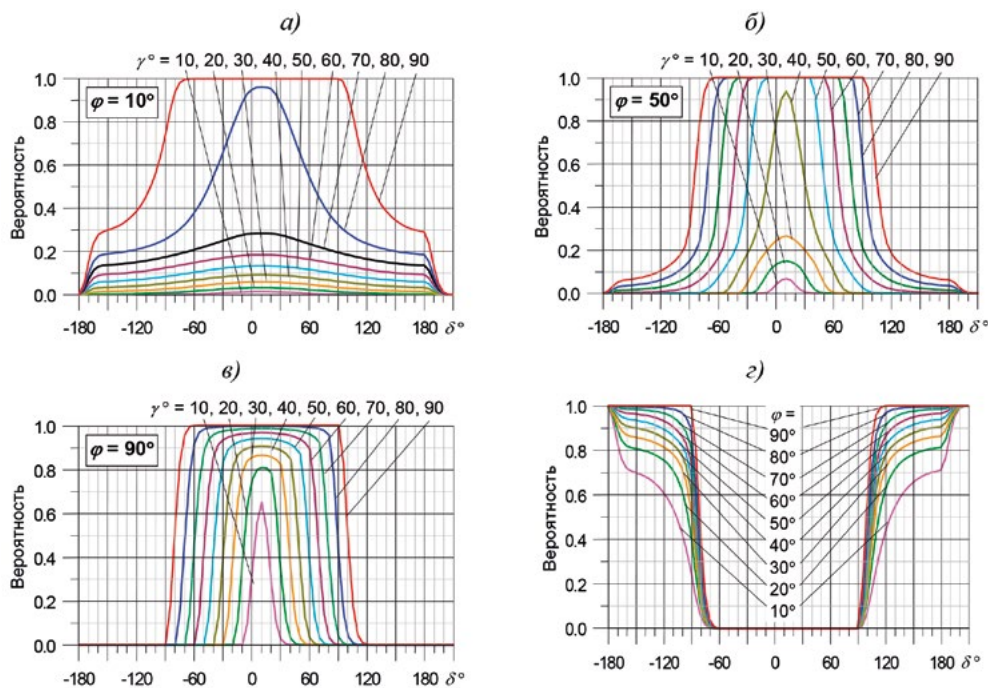


Рисунок 6 — Интегральный закон вероятности $\Omega(\gamma | \phi, \delta)$: а-в – $\Omega_1(\gamma | \phi, \delta)$; г – $\Omega_2(\phi, \delta)$

Figure 6 — Cumulative probability $\Omega(\gamma | \phi, \delta)$: а-с – $\Omega_1(\gamma | \phi, \delta)$; д – $\Omega_2(\phi, \delta)$

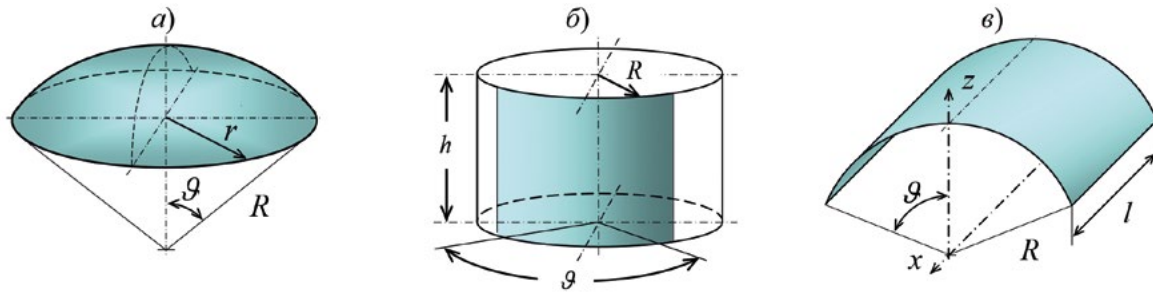


Рисунок 7 — Формы характерных для АЭС строительных конструкций: а – сферический сегмент (купол защитной оболочки); б – круговой цилиндр с вертикальной осью (боковая поверхность оболочки); в – круговой цилиндр с горизонтальной осью (покрытие)
Figure 7 — Shapes of NPP specific civil structures: а – spherical segment (containment dome); б – circular cylinder with a vertical axis (containment cylinder); с – circular cylinder with a horizontal axis (roof)

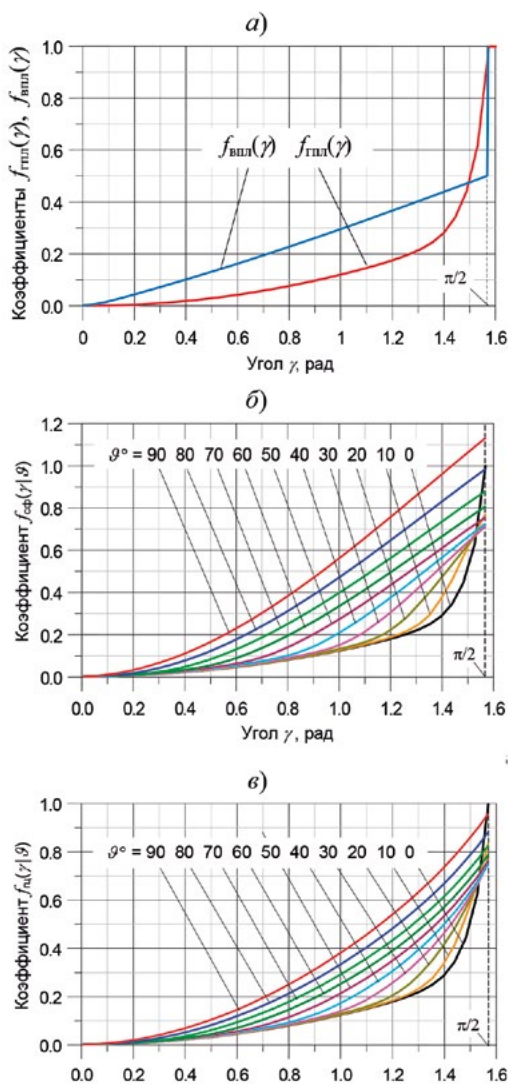


Рисунок 8 — Коэффициенты $f^*(\gamma)$ для конструкций различных форм: а – $f_{hor}(\gamma)$ для горизонтальной плоскости и $f_{ver}(\gamma)$ для вертикальной плоскости и вертикального кругового цилиндра; б – $f_{sphere}(\gamma)$ для сферического сегмента; в – $f_{hor_cyl}(\gamma)$ для горизонтального кругового цилиндра

Figure 8 — Factors $f^*(\gamma)$ for civil structures of various shapes: а – $f_{hor}(\gamma)$ for a horizontal platform and $f_{ver}(\gamma)$ for a vertical platform and a vertical circular cylinder; б – $f_{sphere}(\gamma)$ for a spherical segment; в – $f_{hor_cyl}(\gamma)$ for a horizontal circular cylinder segment

Эквивалентные площади конструкций, характерных для АЭС форм (горизонтальная и вертикальная плоскость, сферический сегмент, круговой цилиндр с вертикальной и горизонтальной осью), для этого случая были ранее опубликованы в [4, 5], актуализированы с учетом более полных статистических данных об авиационных происшествиях в [7]. Ниже приведены их уточненные величины.

Эквивалентные площади A_3 вычисляются по формуле:

$$A_3 = f^*(\gamma)A^* \quad (20)$$

где $f^*(\gamma)$ – коэффициент пересчета, определяемый через функцию $\Theta(\varphi | \gamma)$ (см. формулу (13)); A^* – характерная площадь конструкции.

Для **плоскости** характерная площадь равна A^* равна ее площади. Для горизонтальной плоскости коэффициент $f^*(\gamma) = f_{hor}(\gamma)$, для вертикальной $f^*(\gamma) = f_{ver}(\gamma)$ (рис. 8,а), для наклонной $f^*(\gamma) = \Theta(\varphi | \gamma)$. Эти коэффициенты вычислены в предположении, что плоскости полностью открыты для удара. Если же они частично «затенены» другими сооружениями, так что подлет возможен в пределах угла β^* , то площадь горизонтальной плоскости следует умножить на коэффициенты:

$$k_{13} = \beta^*/360 \quad (21)$$

$$k_{33} = \beta^*/180 \quad (22)$$

Для **сферического сегмента** (рис. 7,а) характерная площадь равна площади сегмента в плане: $A^* = \pi R^2 \sin^2 \theta$, а коэффициент $f^*(\gamma) = f_{sph}(\gamma | \theta)$ (рис. 8,б).

Для **сегмента вертикального кругового цилиндра** (рис. 7,б) характерная площадь равна его площади: $A^* = R\theta$, а $f^*(\gamma) = f_{ver}(\gamma)$ (рис. 8,а).

Для **сегмента горизонтального кругового цилиндра** (рис. 7,в) характерная площадь равна его площади в плане: $A^* = Rl \sin \theta$, а коэффициент $f^*(\gamma) = f_{hor}(\gamma | \theta)$ (рис. 8,в).

Эквивалентная площадь ядерного острова (ЯО) равна сумме эквивалентных площадей всех его конструкций. На рис. 9 для примера изображен ЯО АЭС. Его эквивалентная площадь (21259 м²) в 1.5 раза больше, чем его площадь в плане (14251 м²) [7].

Если повторяемость падений $\nu = 10^{-6}$ 1/год на $A_0 = 10^4$ м², то по формуле (1) вероятность падения на ЯО $P = 2.1 \cdot 10^{-6}$. Это больше, чем УОВ = 10^{-6} 1/год. Следовательно, удар самолета должен быть включен в проектные основы рассматриваемой условной АЭС.

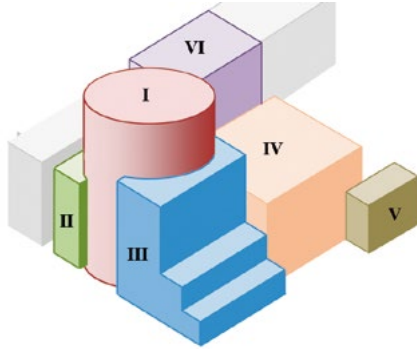


Рисунок 9 — ЯО условной АЭС
Figure 9 — Nuclear island of a NPP

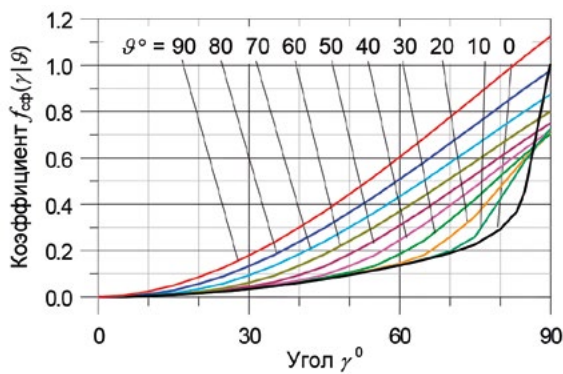


Рисунок 10 — Коэффициент расчета эквивалентной площади при ударе в сферический сегмент

Figure 10 — Factor for calculation of effective area of a spherical segment

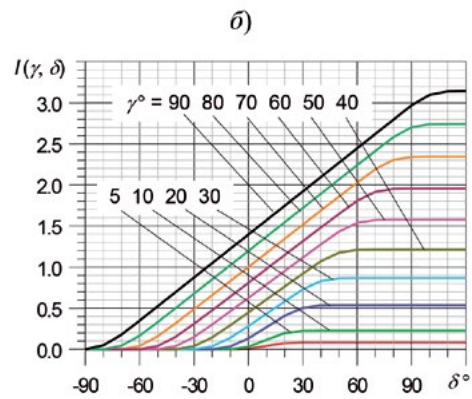
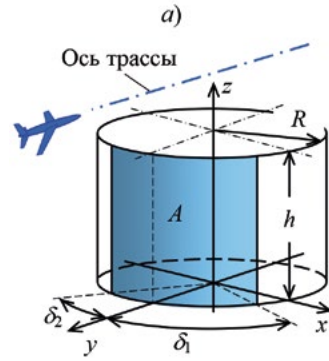


Рисунок 11 — Вероятность удара в круговой цилиндр с вертикальной осью
а – сегмент поверхности цилиндра, открытый для удара;
б – функция $I(\gamma, \delta)$

Figure 11 — Probability of impact to a circular cylinder with a vertical axis
a – cylinder segment exposed to impact; b – function $I(\gamma, \delta)$

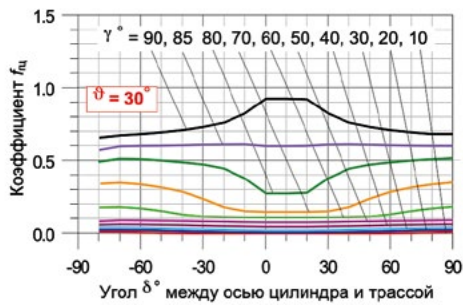
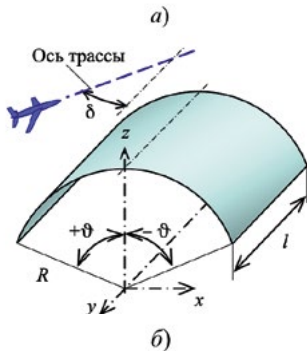


Рисунок 12 — Вероятность удара в сегмент цилиндра с горизонтальной осью а – сегмент цилиндра;
б – коэффициент $f_{гц}(\theta, \gamma, \delta)$ при $\theta = 30^\circ$

Figure 12 — Probability of impact to a circular cylinder with a horizontal axis а – cylinder segment; б – factor $f_{hor_cyl}(\theta, \gamma, \delta)$ at $\theta = 30^\circ$

2.2. Вероятность падения самолета на АЭС вблизи трассы полетов

Эквивалентные площади конструкций вычисляются согласно (20) с теми же характерными площадями. Коэффициенты $f^*(\varphi, \gamma, \delta)$ определяются через $\Omega_1(\varphi, \delta)$ (см. формулу (19)).

Для горизонтальной плоскости ($\varphi = 0$), как и при равновероятном подлете, $f^* = f_{гц}(\gamma)$ (см. рис. 8,а). Для наклонной плоскости $f^*(\varphi, \gamma, \delta) = \Omega_1(\gamma | \varphi, \delta)$ (см. рис. 6,а-в). В частности, для вертикальной плоскости ($\varphi = \pi/2$) значения f^* приведены на рис. 6,в.

Для **сферического сегмента** (рис. 7,а) характерная площадь A^* принимается, как в п. 2.2, а коэффициент $f^*(\gamma) = f_{эф}(\gamma | \theta)$ показан на рис. 10.

Сегмент вертикального кругового цилиндра ограничен углами δ_1 и δ_2 относительно оси y , параллельной трассе (см. рис. 11,а). Положительное направление отсчета δ – против часовой стрелки; направление полета противоположно оси y .

Характерная площадь для вертикального кругового цилиндра $A^* = R(|\delta_1| + |\delta_2|)$.

$$f^* = f_{вц}(\gamma, \delta_1, \delta_2) = \frac{I(\gamma, \delta_2) - I(\gamma, \delta_1)}{(\delta_2 - \delta_1)} \quad (23)$$

где значения $I(\gamma, \delta)$ показаны на рис. 11,б.

Для **сегмента горизонтального кругового цилиндра** (см. рис. 12,а) ось трассы проходит под углом δ к плоскости

уз, направление полета противоположно оси у. Значения $f^* = f_{\alpha}(\theta, \gamma, \delta)$ при одном из значений θ приведены на рис. 12,б. Характерная площадь сегмента горизонтального кругового цилиндра A^* равна площади сегмента в плане.

В качестве примера в [7] рассчитана вероятность падения самолета $P_{\text{пад}}$ на сооружения ЯО на рис. 10. Трасса проходит на расстоянии $x = 2$ км (1.23 мили) от оси здания реактора, число полетов $N = 7300$ в год (20 в день). При этих условиях эквивалентная площадь $A_s = 29376$ м² [7]. Вероятность падения по формуле (1) равна $P_{\text{пад}} = 3.69 \cdot 10^{-9}$ 1/год. Она меньше УОВ = 10^{-6} 1/год, но для принятия решения о включении падения самолета в проектные основы АЭС следует суммировать вероятности падений для всех расположенных поблизости трасс и направлений полетов.

3. Вероятностное обоснование нагрузок на строительные конструкции АЭС при ударе самолета

В настоящее время проверку прочности строительных конструкций АЭС при ударе самолета обычно выполняют на «наихудший вариант»: считают, что удар нанесен именно в данную конструкцию, по нормали к ней и в самую неблагоприятную точку. При этом за критерий отказа конструкции принимают превышение предельного напряженно-деформированного состояния (НДС). Поскольку нагрузка при ударе очень велика, конструкции получают чрезвычайно материалоемкими.

Однако падение самолета – крайне редкое событие, и такой подход является чрезмерно консервативным. Более рациональные конструкции можно получить путем анализа их прочности с учетом вероятностей реализации самого падения, места удара, угла между нагрузкой и нормалью к поверхности мишени. При этом за критерий отказа конструкции принимается превышение его допускаемой вероятности.

3.1. Процедура вероятностного анализа прочности конструкции

Обозначим через B_i случайное событие «вероятность удара в i -ю конструкцию», а через $P(F_i)$ вероятность ее отказа. Тогда:

$$P(F_i) = P(B_i)P(F_i | B_i) \quad (24)$$

где $P(F_i | B_i)$ – условная вероятность отказа, зависящая от места и угла удара самолета, а также от закона изменения динамической нагрузки. Представим его в виде:

$$R(t) = R_{\text{max}}R_1(t) \quad (25)$$

где R_{max} – максимальное значение нагрузки; $R_1(t)$ – нормированный закон ее изменения:

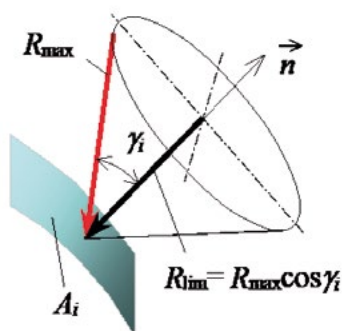


Рисунок 13 — «Конус удара»
Figure 13 — Impact cone

$$R_1(t) = R(t)/R_{\text{max}} \quad (26)$$

Если при ударе по нормали к конструкции прочность достаточна, то отказ не произойдет, т.е. его вероятность равна нулю. Если прочность оказалась недостаточной, то необходимо определить максимальную нагрузку R_{lim} , которую сможет выдержать конструкция. Прочность зависит главным образом от нормальной компоненты нагрузки F_{nv} , поэтому в первом приближении касательную компоненту нагрузки можно не учитывать. Отказ конструкции произойдет, если нагрузка окажется приложенной в пределах «конуса удара» (см. рис. 13), ось которого совпадает с нормалью, а угол при вершине равен:

$$\gamma_i = \arccos(R_{\text{lim}}/R_{\text{max}}). \quad (27)$$

Распределение вероятности попадания в «конус удара» приведено в п. 3. Для нахождения вероятности отказа i -й конструкции необходимо знать частоту падений самолетов ν (1/год) на стандартную площадь A_0 (м²). Если площадь конструкции A_i , а угол между нормалью к ней и вертикалью ϕ_i , то при равновероятном подлете самолета с любой стороны вероятность отказа конструкции не превосходит значения:

$$P(B_i) = \nu(A_i/A_0) \cdot \Theta(\gamma_i | \phi_i) \quad (28)$$

а при полете самолета по трассе, проходящей под углом δ_i с нормалью,

$$P(B_i) = \nu(A_i/A_0) \cdot \Omega(\gamma_i | \phi_i, \delta_i) \quad (29)$$

Функции $\Theta(\gamma | \phi)$ и $\Omega(\gamma | \phi, \delta)$ принимаются по формулам (13) и (19).

Полная вероятность отказа здания равна сумме вероятностей отказов всех m его элементов:

$$P(F) = \sum_{i=1}^m P(F_i) = \sum_{i=1}^m P(F_i | B_i)P(B_i) \quad (30)$$

Эта вероятность не должна превышать допускаемую величину $[P] = \text{УОВ} = 10^{-6}$ 1/год.

3.2. Задание расчетных нагрузок на строительные конструкции

Подход, изложенный в п. 3.1, можно использовать для установления расчетных нагрузок при проектировании строительных конструкций. Они задаются исходя из условия, что суммарная вероятность отказа всех конструкций здания $P(F)$ не превысит допускаемое значение.

Будем считать, что отказ i -й конструкции с площадью A_i произойдет, если нормальная компонента нагрузки превысила определенную величину. Вероятность отказа $P(F_i)$ равна вероятности приложения нагрузки под углом к нормали γ не больше определенного значения. Если допускаемая вероятность отказа равна $[P_i]$, то при равновероятном подлете:

$$P(F_i) = (\nu A_i/A_0) \cdot \Theta(\gamma_i | \phi_i) \leq [P_i], \quad (29)$$

где ν , A_0 , $\Theta(\gamma_i | \phi_i)$ – те же, что выше. Отсюда получаем значение интегрального закона вероятности:

$$\Theta(\gamma_i | \phi_i) \leq A_0[P_i]/(A_i\nu). \quad (30)$$

По величине $\Theta(\gamma_i | \phi_i)$ определяется угол γ_i между нормалью к конструкции и нагрузкой. Нормальная компонента нагрузки, от которой главным образом зависит прочность конструкции, равна:

$$R_{ni} = R \cos \gamma_i \quad (31)$$

Аналогично определяется значение интегрального закона вероятности при полете самолета по трассе:

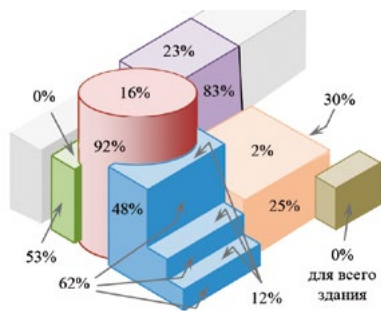


Рисунок 14 — Нормальные компоненты расчетных нагрузок на строительные конструкции ЯО (в процентах от нагрузки при ударе самолета)

Figure 14 — Normal components of loads on NI civil structures (as a percentage of aircraft impact load)

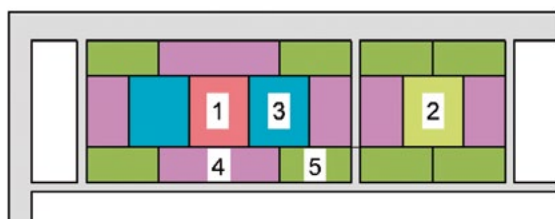


Рисунок 15 — Места приложения нагрузки к стене

Figure 15 — Load application wall areas

$$\Omega(\gamma_i | \varphi_i) \leq A_0 [P_i] / (A_i v) \quad (32)$$

По нему определяется соответствующий угол γ_i .

Допускаемые вероятности в (30) и (32) должны удовлетворять условию:

$$\sum_{i=1}^n [P_i] = [P] \quad (33)$$

где n – общее число конструкций, открытых для удара.

Вероятности $[P_i]$ в левой части (33) можно распределить по-разному, увеличивая их для одних конструкций (т.е. снижая расчетную нагрузку) за счет уменьшения для других. Можно также задаться каким-то единым правилом для их выбора. Например, если все конструкции должны иметь одинаковую вероятность отказа, то:

$$[P_i] = [P] / n \quad (34)$$

Тогда:

$$\Theta(\gamma_i | \varphi_i) = \Omega(\gamma_i | \varphi_i) = A_0 [P] / (n A_i v) \quad (35)$$

В качестве примера приведем значения нагрузок, определенных для ЯО на рис. 10 при равновероятном подлете и $[P] = 10^{-6}$. Они зависят от площадей конструкций (см. рис. 14).

3.3. Способы снижения расчетной вероятности отказа конструкции

Расчетную вероятность отказа конструкции можно уменьшить, максимально повысив величину предельной нагрузки R_{lim} . Для этого следует допускать любые предельные состояния конструкций, не приводящие к нарушению ядерной и радиационной безопасности (раскрытие трещин, необратимые деформации и пр.).

Еще один ресурс уточнения вероятности отказа – более детальное задание места приложения нагрузки к конструкции, от которого зависит ее напряженно-дефор-

мированное состояние. При ударе самолета нагрузка распределена по «пятну удара» ограниченных размеров. Например, для самолета *Boeing 707-320* его площадь составляет 50 м^2 (приблизительно – круг $\varnothing 8 \text{ м}$). Если удар в плиту нанесен не в центр, а вблизи опор, то они примут часть нагрузки на себя. Таким образом, сила R_{lim} для разных частей плиты будет различна. Поэтому можно разбить ее на участки и отдельно определить вероятность отказа при ударе в каждый из них. Вероятность отказа всей конструкции равна сумме этих вероятностей.

На рис. 15 показан пример разбивки стены на участки (одинаковыми цветами окрашены участки с аналогичными граничными условиями). Предполагается удар самолета *Boeing 707-320* при равновероятном подлете. Для каждого из участков определена сила R_{lim} и вычислены вероятности отказа стены, когда центр пятна удара располагается в их пределах. При этом вероятность отказа для всей стены получилась равной $P_{отк} = 2.5 \cdot 10^{-9} \text{ 1/год}$. Если же не разбивать стену на участки, а определить отказ при ударе только в ее середине («по наихудшему варианту»), то $P_{отк} = 3.7 \cdot 10^{-9} \text{ 1/год}$, т.е. на 48% больше.

3.4. Оценка надежности строительных конструкций действующей АЭС

Многие действующие АЭС были спроектированы на удар малого самолета либо вообще без его учета. Если в процессе эксплуатации выяснилась, что возможно падение более тяжелого самолета, то актуальна задача проверки их безопасности.

Расчет вероятности отказа ее строительных конструкций выполняется, как описано в п. 3.2. Но можно выполнить предварительную, менее трудоемкую оценку их прочности посредством упрощенного вероятностного анализа с учетом только максимальной величины нагрузки, а не закона ее изменения. В качестве примера далее приведены результаты такого анализа для ЯО на рис. 10. Предполагается, что его строительные конструкции были рассчитаны на удар самолета *Boeing 707-320* с максимальным значением нагрузки $R_{lim} = 100 \text{ МН}$, и выполнена оценка вероятности отказа зданий при ударе самолета *Boeing 747-400* с максимальной нагрузкой $R_{max} = 250 \text{ МН}$ (см. рис. 16).

Считалось, что отказ конструкции произойдет, если максимальная величина действующей нагрузки превысит ее величину, принятую при проектировании (т.е. при ударе *Boeing 707-*

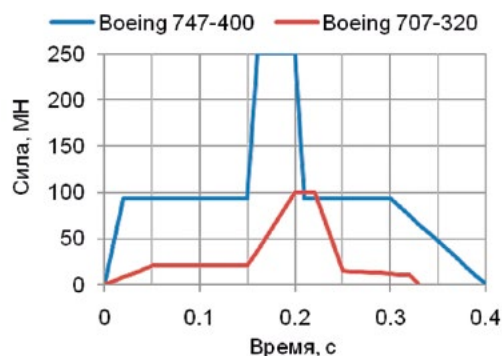


Рисунок 16 — Нагрузки при ударах самолетов Boeing 747-400 и Boeing 707-320

Figure 16 — Loads in case of impacts of Boeing 747-400 and Boeing 707-320

320). При таком критерии отказа угол конуса удара одинаков для всех конструкций:

$$\gamma_i = \arccos(R_{lim}/R_{max}) = \arccos(100/250) = 66.4^\circ. \quad (36)$$

Суммарная вероятность отказа зданий ЯО в случае равновероятного подлета самолета с любой стороны:

$$P(F) = \frac{V}{A_0} \sum_{i=1}^m A_i \Theta(\gamma_i | \varphi_i) = 9.97 \cdot 10^{-7} \text{ 1/год} \quad (37)$$

Аналогично вычисляется суммарная вероятность отказа зданий ЯО, если АЭС расположена вблизи трассы полетов:

$$P(F) = \frac{V}{A_0} \sum_{i=1}^m A_i \Theta(\gamma_i | \varphi_i) = 2.11 \cdot 10^{-9} \text{ 1/год} \quad (38)$$

В обоих случаях вероятность отказа оказалась меньше допустимой величины УОВ = 10^{-6} 1/год. Таким образом, несмотря на то, что нагрузка при ударе самолета Boeing 747-400 в 2.5 раза больше, чем учтенного в проекте Boeing 707-320, надежность АЭС достаточна.

Приведенный анализ представляет собой экспресс-оценку, дающую вероятность с запасом. Ее можно уточнить, если учесть запасы прочности конструкций, а также различие не только величин, но и законов изменения нагрузок при ударах двух самолетов.

4. Вероятностное обоснование динамических нагрузок на оборудование АЭС при ударе самолета

Удар самолета в здании вызывает его интенсивные колебания. Создаваемые ими динамические нагрузки на расположенное внутри оборудование определяют с помощью поэтажных спектров отклика (ПС). Далее рассмотрен вопрос обоснования их величин.

В современной проектной практике используется альтернатива: либо удар самолета не учитывают совсем (см. п. 2), либо считают, что самолет упадет на ЯО обязательно. Расчет и проектирование оборудования производят на максимально возможные ПС, которые могут оказаться чрезвычайно большими. Но в действительности вероятность их реализации крайне мала. Поэтому правильнее задавать ПС с учетом случайных факторов с требуемой обеспеченностью (вероятностью неперевышения) [4].

Далее принято, что падение самолета на ЯО произойдет обязательно, т.е. с вероятностью 1. Оно является консервативным и идет в запас надежности, так как в действительности вероятность падения очень мала. Нагрузка на конкретную единицу оборудования зависит от различных случайных факторов. Во-первых, удар может быть нанесен в любое из зданий ЯО, т.е. само возникновение динамических нагрузок именно в данном здании является случайным событием. Во-вторых, при ударе самолета ускорения колебаний здания быстро убывают по мере удаления от места удара. Поскольку удар может прийтись в любую открытую внешнюю конструкцию, нагрузка на конкретную единицу оборудования зависит от случайного расстояния между нею и точкой удара. Наконец, в-третьих, величина ПС пропорциональна нормальной составляющей силы удара, т.е. зависит от случайного угла между нормалью к конструкции и траекторией самолета. Далее изложена методика расчета ПС с требуемой обеспеченностью [9].

4.1. Процедура вычисления ПС с учетом случайных факторов

Для построения ПС сначала выполняют расчет вынужденных

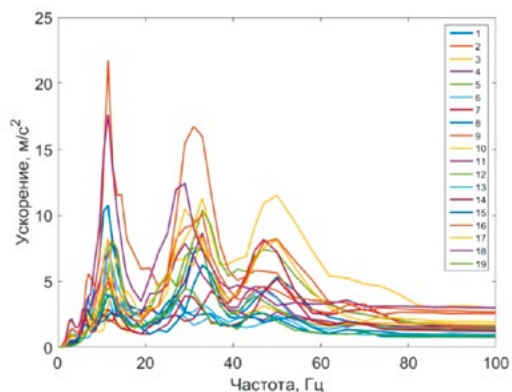


Рисунок 17 — ПС в одной точке при ударах в разные наружные точки здания

Figure 17 — Floor response spectra in case of impacts to various areas of a building

колебаний здания и находят законы $a(t)$ ускорений его точек (поэтажные акселерограммы, или ПА). Затем, задавая ПА в качестве возмущающего воздействия, вычисляют ПС как зависимости модулей абсолютных ускорений линейных осцилляторов $S(f, \zeta)$ от их частот f и затухания ζ .

Расчет ПС с требуемой обеспеченностью выполняется в следующем порядке.

Наружные поверхности здания разбиваются на i участков с площадями A_i . После этого вычисляются ПС во всех интересующих внутренних точках здания при ударах самолета по нормальям в центры участков. На рис. 17 приведен пример таких ПС в одной из внутренних точек. Можно видеть, что они сильно отличаются по величине.

При ударе под углом γ_j к нормали значения ПС пропорциональны нормальной составляющей нагрузки $R_n = R \cos \gamma$ (касательная влияет мало и может не учитываться). Диапазон изменения угла удара с нормалью $0 \leq \gamma \leq \pi/2$ разбивается на интервалы. Если $\gamma_k \leq \gamma \leq \gamma_{k+1}$, то значения ПС при ударе под углом γ_j равны

$$S_{\gamma_j}(f, \zeta) = S_N(f, \zeta) \cos \gamma_j \quad (39)$$

где $S_N(f, \zeta)$ – ПС при ударе по нормали.

Обозначим как $A_{яо}$ суммарную эквивалентную площадь ЯО. При равновероятном подлете она равна сумме площадей участков A_i , умноженных на значение $\Theta(\gamma, \varphi_i)$ при $\gamma = 90^\circ$:

$$A_{яо} = \sum_i A_i \Theta(\gamma = 90^\circ | \varphi_i) \quad (40)$$

Если удар нанесен в i -й участок, то вероятность реализации соответствующих ему ПС

$$P_{ik} = \frac{A_i}{A_{яо}} [\Theta(\gamma_{k+1} | \varphi_i) - \Theta(\gamma_k | \varphi_i)] \quad (41)$$

Аналогично, при полете по трассе

$$A_{яо} = \sum_i A_i \Omega(\gamma = 90^\circ | \varphi_i) \quad (42)$$

и вероятность реализации ПС

$$P_{ik} = \frac{A_i}{A_{яо}} P_{сам} [\Omega(\gamma_{k+1} | \varphi_i) - \Omega(\gamma_k | \varphi_i)] \quad (43)$$

Сумма вероятностей, найденных таким образом, равна вероятности удара самолета в данное здание:

$$P_{зд} = \sum_{i,k} P_{ik} \quad (44)$$

а с вероятностью:

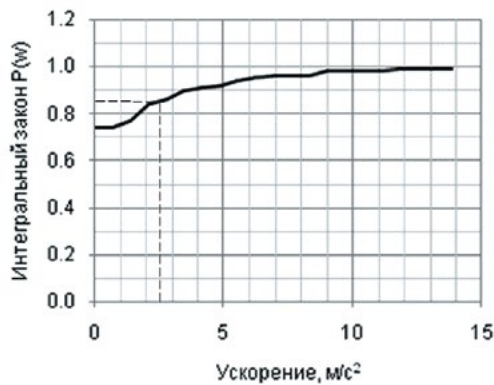


Рисунок 18 — Интегральный закон вероятности ускорений на одной из частот осциллятора

Figure 18 — Cumulative acceleration probability for one oscillator frequency

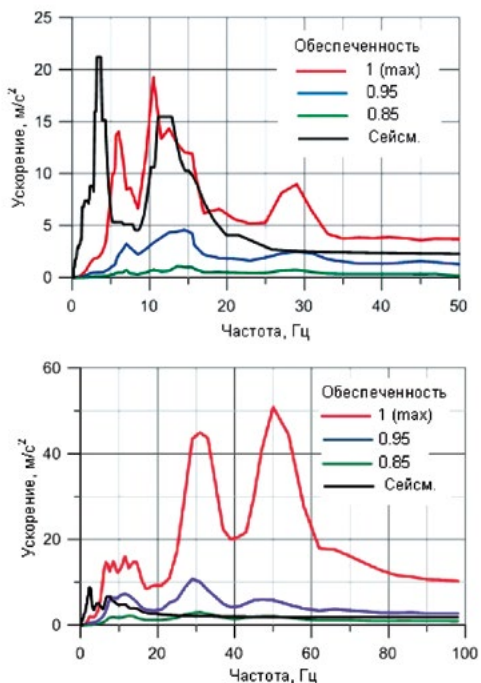


Рисунок 19 — РС с разной обеспеченностью при случайном падении самолета: а – полярный кран в здании I; б – паропроводы в здании II

Figure 19 — Floor response spectra with various non-exceedance probability in case of accidental aircraft crash: а – polar crane in building I; б – steam pipelines in building II

$$P_{зд} = 1 - P_{зд} \quad (45)$$

самолет в него вообще не попадет, т.е. значение РС = 0.

По этим вероятностям в каждой внутренней точке здания строится интегральный закон распределения ускорения РС на каждой из частот осцилляторов. По нему определяется ускорение с требуемой обеспеченностью. Пример такого закона приведен на рис. 18. Вероятность на левом конце равна $P_{зд}$, пунктиром показано ускорение с обеспеченностью 0.85.

На рис. 19 показаны результаты расчета РС с разной обеспеченностью в зданиях реактора и паровой камеры ЯО на рис. 10. Они возведены на одном фундаменте и соединены между собой, т.е. представляют собой единое сооружение.

Рассмотрен удар самолета Boeing 747-400, подлет с любой стороны равновероятный.

РС с обеспеченностью 1 представляет собой огибающую РС при ударах по нормали во все наружные точки здания, т.е. максимально возможную величину ускорений. Для сравнения на рисунках показаны РС при землетрясении интенсивностью 7 баллов (максимальное горизонтальное ускорение грунта 0.1g), которое согласно нормам [2] обязательно должно быть учтено в проекте АЭС. Как видно, максимальные РС при ударе самолета существенно выше сейсмических, но при уменьшении обеспеченности сильно понижаются. При обеспеченности 0.85 они ниже сейсмического, т.е. удар самолета можно не учитывать.

Обеспеченность, которую следует принимать при проектировании, должна быть установлена нормативно. Например, при сейсмических расчетах АЭС задают обобщенный спектр отклика на грунте с вероятностью не превышения 84%. Такую же обеспеченность можно принимать и при ударе самолета. Это достаточно невысокое значение оправдано тем, что РС используют в расчетах по линейно-спектральной теории (*Response Spectrum Method*), дающей внутренние усилия с большим запасом. Кроме того, выше считалось, что падение самолета на ЯО произойдет обязательно, хотя при случайном падении это очень редкое событие. При наличии дублирования систем обеспеченность может быть еще снижена.

4.2. Обоснование расчетных нагрузок на оборудование при преднамеренном падении самолета (теракте)

В последние годы произошло несколько преднамеренных аварий самолетов (терактов), вследствие чего актуальна задача обоснования расчетных динамических нагрузок на оборудование в подобных случаях.

Считаем, что при теракте самолет упадет на ЯО обязательно, т.е. с вероятностью 1. Такое допущение было принято и в п. 4.1, поэтому можно использовать изложенную там методику и при теракте. Но можно принять еще более консервативное допущение, что удар будет обязательно нанесен по нормали к строительной конструкции. Это значит, что учитывается только один случайный фактор – точка удара.

Вероятность удара в i -ю конструкцию равна:

$$P_i = A_{si} / A_{яо} \quad (46)$$

где A_{si} – максимальная (т.е. соответствующая $\gamma = \pi/2$) эквивалентная площадь i -й конструкции; $A_{яо}$ – максимальная суммарная эквивалентная площадь всего ЯО.

Если здание состоит из k конструкций, то вероятность удара в него равна сумме вероятностей ударов во все конструкции:

$$P_{зд} = P_1 + P_2 + \dots + P_k \quad (47)$$

С вероятностью

$$P_{зд} = 1 - P_{зд} \quad (48)$$

самолет в данное здание вообще не попадет.

Процедура вычисления РС с требуемой обеспеченностью остается прежней. Вероятность реализации РС при ударе в i -ю конструкцию равна вероятности самого удара P_i .

На рис. 20 приведены РС, вычисленные в тех же точках, что на рис. 19. Они значительно выше, чем там, но, тем не менее, учет случайности точки удара все же существенно снижает их по сравнению с максимально возможными.

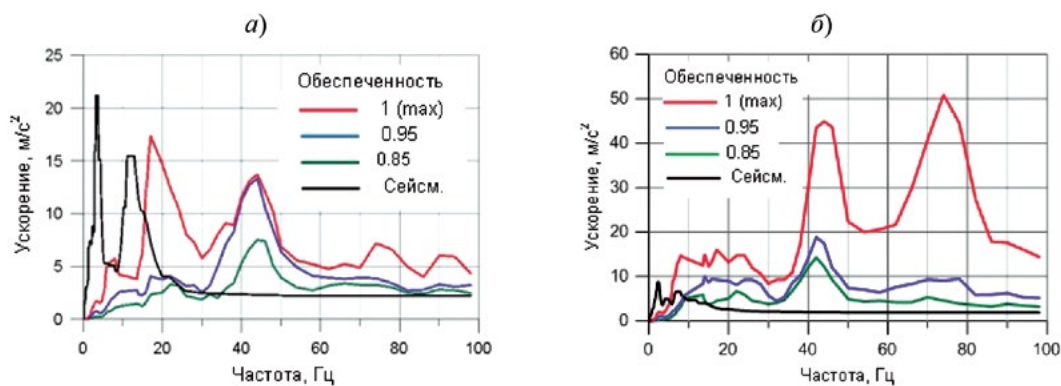


Рисунок 20 — ПС с разной обеспеченностью при террористическом акте: а – полярный кран в здании I; б – паропроводы в здании II
Figure 20 — Floor response spectra with various non-exceedance probability in case of intentional aircraft crash (act of terrorism): a – polar crane in building I; b – steam pipelines in building II

4.3. Суммирование усилий при расчетах оборудования по трем компонентам ПС

Согласно нормам, прочность оборудования следует проверять при одновременном действии трех компонент нагрузки (ПС). Расчет на каждую из них дает модули максимумов усилий, которые достигаются в разные, неизвестные моменты времени. Поэтому применяют специальные способы суммирования одноименных усилий от разных компонент.

Сегодня при ударе самолета используют те же формулы, что при землетрясении. Но, во-первых, они получены на основе анализа акселерограмм землетрясений, а во-вторых, предназначены для конструкций, опирающихся на грунт. Их приемлемость для колебаний внутри зданий проблематична. Это тем более справедливо при колебаниях при ударе самолета.

Предлагается при ударе самолета использовать способ суммирования, подобный применяемому при сейсмическом воздействии, но с другими коэффициентами. Согласно ему, следует рассматривать три сочетания одноименных усилий, в которых они складываются алгебраически. Усилие, создаваемое одной из компонент («ведущее») входит с коэффициентом 1. Величины и знаки двух других («ведомое») определяются с заданной обеспеченностью путем вероятностной обработки поэтажных акселерограмм. Такие сочетания вычисляются для каждой из ПС.

В табл. 1 приведен пример коэффициентов в одной из точек с обеспеченностью 0.85.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Удар самолета в здание АЭС вызывает значительные усилия в строительных конструкциях, а также вызывает интенсивные

колебания здания, в результате которых возникают динамические нагрузки на технологическое оборудование. Проектирование и расчет КСК на максимальные величины нагрузок («по наихудшему варианту») приводит к чрезмерному росту материалоемкости КСК и, как следствие, увеличению сроков и стоимости реализации проектов АЭС. Однако падение самолета на АЭС является гипотетическим событием крайне низкой повторяемости. Применение вероятностного подхода к учету данного воздействия позволяет исключить избыточный консерватизм в проектных решениях без ущерба безопасности.

В статье изложены методика определения вероятности падения самолета на АЭС и методика вероятностного обоснования нагрузок на КСК АЭС для случаев аварийного и преднамеренного крушений самолета с учетом равновероятного и наличия преимущественного азимута его подлета к АЭС, основанные на актуальных статистических данных об авиационных происшествиях.

Предложенная методика определения вероятности падения самолета на отдельные конструкции, здания и АЭС в целом лишена недостатков существующих подходов, учитывает различные сценарии крушений и позволяет обоснованно делать вывод о необходимости включения ИС «падение самолета» в проектные основы АЭС. Разработанная методика является неотъемлемой частью вероятностного анализа безопасности (ВАБ) уровня 1 АЭС при ИС, обусловленных внешними воздействиями природного и техногенного происхождения. С ее помощью определяются вероятностные показатели нагрузок на КСК АЭС при падении самолета, которые используются при детальном анализе сценариев данного ИС и вычислении

Таблица 1 — Коэффициенты сочетаний одноименных усилий

Table 1 — Combination factors for forces

Сочетание	Компонента ПС		
	S_x	S_y	S_z
№ 1	1.00	0.23	-0.28
№ 2	-0.54	1.00	0.17
№ 3	-0.23	-0.65	1.00

суммарной вероятности тяжелых запроектных аварий из-за разрушения отдельных зданий и сооружений АЭС.

За счет применения разработанных подходов имеется возможность снижения материалоемкости КСК, сокращения сроков и стоимости реализации проектов не только АЭС, но и других объектов использования атомной энергии, без ущерба их безопасности, за счет задания нагрузок на КСК с требуемой вероятностью превышения (обеспеченностью). Разработанные методики могут быть применены при обосновании безопасности не только вновь проектируемых

ОИАЭ, но и действующих, которые построены либо вообще без учета возможности падения самолета, либо в процессе их эксплуатации выяснилось, что возможен удар более тяжелого самолета, чем учтенный в проекте.

Методики, изложенные в статье, могут быть развиты для анализа падений скоростных военных самолетов и случаев расположения АЭС вблизи других потенциально опасных мест (аэропорты, пересечение воздушных трасс, испытательные полигоны). Также может быть учтена случайность нагрузки, которая зависит от типа, массы и скорости самолета.

Литература

1. *Safety of Nuclear Power Plants: Design. IAEA Safety Standards Series. Specific Safety Requirements No. SSR-2/1. International Atomic Energy Agency. Vienna, 2016. 91 p.*
2. *Учет внешних воздействий природного и техногенного происхождения на объекты использования атомной энергии: Федеральные нормы и правила в области использования атомной энергии (НП-064-17). М.: Федеральная служба по экологическому, технологическому и атомному надзору, 2017. 66 с.*
3. *External Events Excluding Earthquakes in the Design of Nuclear Power Plant. IAEA Safety Standards Series. Safety Guide No. NS-G-1.5. International Atomic Energy Agency. Vienna, 2003. 141 p.*

4. Бирбраер А.Н., Роледер А.Ю. *Экстремальные воздействия на сооружения. СПб.: Изд-во Политехн. ун-та, 2009. 594 с.*
5. Архинов С.Б. *Вероятностный анализ прочности и колебаний строительных конструкций зданий АЭС при ударе самолета: дисс. ... канд. техн. наук. СПб., СПбГПУ, 2000. 138 с.*
6. Бирбраер А.Н., Лалин В.В., Чернуха Н.А. *Вероятность угла наклона траектории падающего самолета и повторяемость падений // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2016. № 6. С. 27-31.*
7. Бирбраер А.Н., Лалин В.В., Чернуха Н.А. *Вероятность случайного и преднамеренного падения самолета на ответственные за безопасность сооружения АЭС // Сейсмо-*

- стойкое строительство. Безопасность сооружений. 2017. № 2. С. 17-24.*
8. Чернуха Н.А. *Вероятность падения самолета на АЭС, расположенную вблизи трассы полетов // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2017. № 3. С. 21-30.*
9. Н.А. Чернуха, В.В. Лалин, А.Н. Бирбраер. *Вероятностное обоснование динамических нагрузок на оборудование АЭС при ударе самолета // Научно-технические ведомости СПбГПУ. Естественные и инженерные науки. 2017. Т. 23. № 4. С. 159-171. DOI: 10.18721/JEST.230416.*
10. Kobayashi, T. *Probability Analysis of an Aircraft Crash to a Nuclear Power Plant // Nucl. Engng. and Des. 1988. Vol. 110. P. 207-211.*
11. *JCSS Probabilistic Model Code. Part 2: Load Models: JCSS-VROU-11-3-97/JCSS, 2001. 12 p.*

References

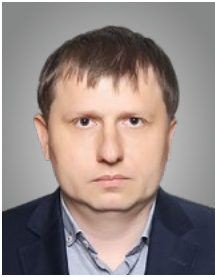
1. *Safety of Nuclear Power Plants: Design. IAEA Safety Standards Series. Specific Safety Requirements No. SSR-2/1/International Atomic Energy Agency. Vienna, 2016. 91 p.*
2. *Uchet vneshnih vozdeystvij prirodnogo i tekhnogennogo proiskhozhdeniya na ob'ekty ispol'zovaniya atomnoj energii: Federal'nye normy i pravila v oblasti ispol'zovaniya atomnoj energii (NP-064-17). [Record of External Natural and Human-Induced Impacts on Nuclear Facilities. Federal Rules and Regulations in the Field of Nuclear Energy Use. NP-064-17]. (2017). Moscow: Federal Environmental, Industrial and Nuclear Supervision Service. [In Russian]*
3. *External Events Excluding Earthquakes in the Design of Nuclear Power Plant. IAEA Safety Standards Series. Safety Guide No. NS-G-1.5 / International Atomic Energy Agency. Vienna, 2003. 141 p.*
4. Birbraer A.N. *Extreme Actions on Structures*

- / A.N. Birbraer, A.J. Roleder. St. Petersburg. : Publishing House of the Polytechnic University, 2009. 594 p. [In Russian]*
5. Arkhipov, S.B. (2000). *Veroyatnostnyj analiz prochnosti i kolebanij stroitel'nykh konstrukcij zdaniy AES pri udare samoleta [Probabilistic Analysis of Strength and Vibrations of Civil Structures of NPP Building in Case of Aircraft Impact]. Candidate's thesis. Saint Petersburg. [In Russian]*
6. Birbraer A.N., Lalin V.V., Chernukha N.A. *Veroyatnost' ugla naklona traektorii padayushchego samoleta i povtoryaemost' padenij [Probability of Falling Aircraft Trajectory Angle and Recurrence of Aircraft Falls]. Seysmostoykoye stroitelstvo. Bezopasnost sooruzheniy. 2016. № 6. S. 27-31 [In Russian]*
7. Birbraer A.N., Lalin V.V., Chernukha N.A. *Veroyatnost sluchaynogo i prednamerennogo padeniya samoleta na otvetstvennyye za bezopasnost sooruzheniya AES [Probability of Accidental and Intentional Aircraft Fall on NPP*

- Safety Related Structures]. Seysmostoykoye stroitelstvo. Bezopasnost sooruzheniy. 2017. № 2. S. 17-24. [In Russian]*
8. Chernukha N.A. *Veroyatnost padeniya samoleta na AES, raspolozhennuyu vblizi trassy poletov [Probability of Aircraft Fall on NPP, Situated near Flight Route]. Seysmostoykoye stroitelstvo. Bezopasnost sooruzheniy. 2017. № 3. S. 21-30. [In Russian]*
9. Chernukha N.A., Lalin V.V., Birbraer A.N., *Probabilistic Justification of Dynamic Loads on NPP Equipment Caused by Aircraft Impact, Peter the Great St. Petersburg polytechnic university journal of engineering sciences and technology, 23(04)(2017) 159-171, DOI: 10.18721/JEST.230416.*
10. Kobayashi, T. *Probability Analysis of an Aircraft Crash to a Nuclear Power Plant // Nucl. Engng. and Des. 1988. Vol. 110. P. 207-211.*
11. *JCSS Probabilistic Model Code. Part 2: Load Models: JCSS-VROU-11-3-97/JCSS, 2001. 12 p.*

Для цитирования: Чернуха Н.А. Включение падения самолета в проектные основы АЭС и вероятностное обоснование нагрузок на строительные конструкции и оборудование // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2020. № 1. С. 35-47.

For citation: Chernukha N.A. Inclusion of Aircraft Crash into NPP Design Bases and Probabilistic Justification of Loads on Civil Structures and Equipment. *Seysmostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii [Earthquake engineering. Constructions safety]*, 2020, no. 1, pp. 35-47. (In Russian).



Алексеев А.Г.

кандидат технических наук, руководитель центра геокриологических и геотехнических исследований НИИОСП им Н.М. Герсеванова, доцент кафедры «Механики грунтов и геотехники» НИУ МГСУ

АО «НИЦ «Строительство»

УДК 624.139, 624.15

Взаимодействие одиночной сваи с промерзающим пучинистым грунтом

Аннотация: Статья посвящена исследованию взаимодействия одиночной сваи с промерзающим пучинистым грунтом. Предложен расчет площади нагружения сваи нормальным давлением морозного пучения. Рассмотрены случаи поведения сваи

при воздействии морозного пучения на нее в зависимости от величины давления пучения, сил смерзания промерзшего грунта и сваи и сил сцепления заанкеренной части сваи. Приведен расчет радиуса цилиндра сдвигающегося при действии пучения грунта.

Ключевые слова: свая, давление морозного пучения грунта, сопротивление сдвигу грунта, смерзание грунта и сваи, площадь нагружения сваи.

Alekseev A., Ph. D., head of the center for geocryological and geotechnical research of the N. M. Gersevanov research Institute JSC "RCC "Construction"; associate Professor of the Department of soil Mechanics and geotechnics of the Moscow State University of Civil Engineering (MGSU), Moscow, Russian Federation

Interaction of a Single Pile with Freezing Heaving Soil

Abstract: The article is devoted to the study of the interaction of a single pile with freezing heaving soil. The calculation of the pile loading area by the normal pressure of frost heaving is proposed. The cases of pile behavior under the influence of frost heave on it

depending on the value of the heave pressure, the freezing forces of the frozen soil and the pile, and the adhesion forces of the anchored part of the pile are considered. The calculation of the radius of the cylinder shifting under the action of soil heaving is given.

Keywords: pile, frost heave pressure soil, soil shear resistance, soil and pile freezing, pile loading area.

DOI 10.37153/2618-9283-2020-1-48-52

Интенсивное освоение территории Крайнего Севера, характеризующейся глубоким сезонным промерзанием, низкими температурами и наличием пучинистых грунтов, предопределило исследование процессов морозного пучения, действующих на фундаменты зданий и сооружений.

В условиях Крайнего Севера в качестве фундаментов преимущественно используются сваи. При промерзании пучинистых грунтов на сваи действует давление мороз-

ного пучения, стремящееся переместить промерзающий слой грунта, а также смерзающуюся с грунтом сваю вертикально вверх. На сваи действуют касательные силы морозного пучения, характеризующиеся силами смерзания грунта и сваи.

Как показали исследования многих ученых, величина сил смерзания (касательных сил) зависит от температуры грунта, шероховатости сваи и свойств грунта [1-9].

Давление пучения, действующее по нормали к фронту промерзания, действует на сваю по условной площади, окружающей сваю, данная величина до настоящего времени не определена.

Примем размер площади нагружения сваи давлением пучения равной площади условного фундамента по аналогии со схемой, применяемой при расчете осадок свайного фундамента [10]. Сваи и грунт межсвайного пространства, а также объём грунта, примыкающего к наружным сторонам свайного фундамента рассмотрим как единый массив, ограниченный снизу плоскостью, проходящей через плоскость, разделяющую промерзший и немерзлый слои грунта – d_f , а сбоку плоскостями, отстоящими от наружных граней крайних рядов вертикальных свай на расстоянии c (рис. 1), которое можно определить по формуле:

$$c = d_f \operatorname{tg}(\varphi_{II} / 4) \quad (1)$$

φ_{II} – осредненное расчетное значение угла внутреннего трения грунта в зоне промерзания

$$\varphi_{II} = \frac{\sum \varphi_{n,i} h_{f,i}}{\sum h_{f,i}} \quad (2)$$

$\varphi_{n,i}$ – расчетные значения углов внутреннего трения для отдельных промерзших слоев грунта $h_{f,i}$.

Размеры подошвы условного фундамента, загружаемого нормальным давлением

$$b_y = a_b(m_b - 1) + a + 2c \quad (3)$$

$$l_y = a_l(m_l - 1) + a + 2c \quad (4)$$

где a_b и a_l – расстояние между осями свай по поперечным и продольным осям;

m_b и m_l – количество рядов свай по ширине и длине фундамента.

В соответствии с [10] расстояние – c может быть принято равным $1,5a$, где a – диаметр круглого или сторона квадратного сечения сваи, м.

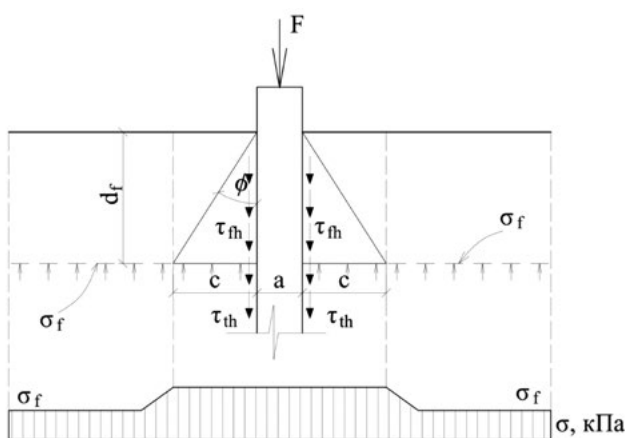


Рисунок 1 — Схема воздействия нормального давления морозного пучения σ_f на сваю

Figure 1 — Diagram of the effect of the normal pressure of the frost heave σ_f on the pile

Тогда давление пучения, действующее на сваю, по принятой площади для сваи круглого поперечного сечения составит:

$$\sigma_{fp} = \sigma_f \pi (c^2 + ca) \quad (5)$$

для квадратного:

$$\sigma_{fp} = \sigma_f \left(\pi \left(c + \frac{a}{2} \right)^2 - (a)^2 \right) \quad (6)$$

где σ_f – удельное значение нормального давления морозного пучения грунта, МПа.

При действии нормального давления пучения грунта на сваю возможны несколько случаев изменения напряженно-деформированного состояния системы промерзающий грунт – свая. Рассмотрим возможные случаи поведения сваи при пучении.

Случай 1. Силы смерзания грунта и сваи (τ_{th}) в промерзающем слое, силы сцепления заанкеренной части сваи (τ_{th}) и внешняя нагрузка на сваю превышают давление морозного пучения (σ_{fp}). В данном случае деформация сваи (поднятие) будет равна нулю.

$$\sum_{i=1}^{d_f} \tau_{fh} A_{fh} + \sum_{i=1}^{l-d_f} \tau_{th} A_{th} + F > \sigma_{fp} \quad (7)$$

где F – нагрузка на сваю, кН;

σ_{fp} – нормальное давление морозного пучения грунта, МПа;

τ_{th} – силы смерзания грунта и сваи в промерзающем слое, МПа;

A_{fh} – площадь боковой поверхности сваи в слое промерзания-оттаивания, м²;

τ_{th} – силы сцепления заанкеренной части сваи, МПа;

A_{th} – площадь боковой поверхности сваи в слое заанкеренной части сваи, м³.

Следующие два случая подразумевают, что нормальное давление пучения превысит силы смерзания сваи с грунтом в промерзшем слое и силы сцепления грунта и сваи в заанкеренной зоне, а также внешнюю нагрузку.

Случай 2. Силы смерзания грунта и сваи (τ_{th}) превышают сопротивление грунта и сваи в заанкеренной зоне (τ_{th}).

Перемещение сваи происходит за счет сдвига по поверхности заанкеренной части сваи (рис.2) выполняется условие (8). Т.е., свая перемещается вместе с промерзающим грунтом на величину h_{fp} .

$$\sum_{i=1}^{d_f} \tau_{fh} A_{fh} > \sum_{i=1}^{L-d_f} \tau_{th} A_{th} \quad (8)$$

Обозначения те же, что и в формуле 7.

В зоне активного промерзания давление морозного пучения стремится переместить сваю с грунтом вверх, однако величина давления не может превысить прочности смерзания сваи и грунта, происходит поднятие поверхности вокруг сваи, и в определенный момент произойдет сдвиг сваи в заанкеренной зоне, и перемещение сваи вверх (h_{fp}).

Случай 3. Силы сцепления грунта и сваи (τ_{th}) в заанкеренном слое выше сил смерзания грунта и сваи (τ_{th}) в про-

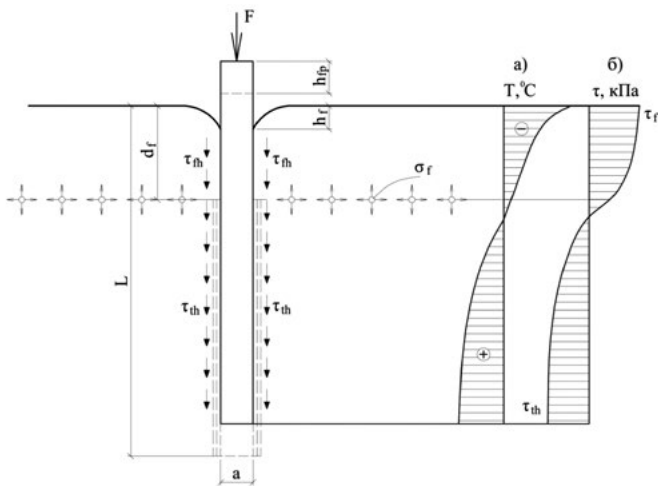


Рисунок 2 — Схема взаимодействия сваи с промерзающим грунтом (случай 2).

а) эпюра температур грунта; б) эпюра сил смерзания τ_{th} и сцепления τ_{th} грунта и сваи.

Figure 2 — Scheme of interaction of the pile with the frozen ground (case 2). a) plot of ground temperatures; b) plot of freezing forces τ_{th} and coupling τ_{th} of soil and pile.

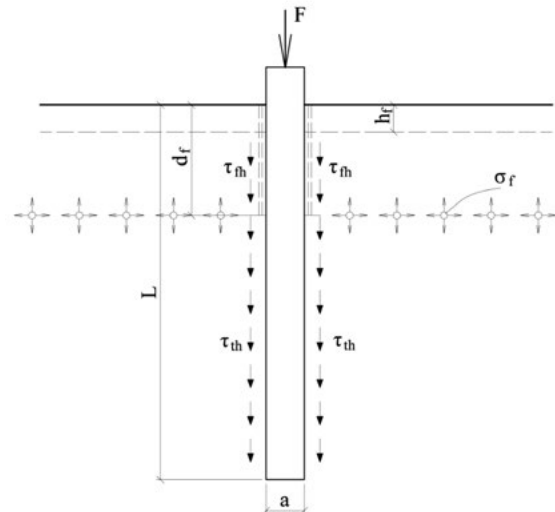


Рисунок 3 — Схема взаимодействия сваи с промерзающим грунтом (случай 3а).

Сдвиг промерзшего грунта по свае

Figure 3 — Scheme of interaction of the pile with the frozen ground (case 3 a). Shifting frozen soil on a pile

мерзшем слое, поэтому при действии пучения происходит сдвиг грунта по поверхности смерзания (рис. 3) свая не перемещается.

$$\sum_{i=1}^{d_f} \tau_{fh} A_{fh} < \sum_{i=1}^{L-d_f} \tau_{th} A_{th} \quad (9)$$

Обозначения те же, что и в формуле 7.

Свая остается неподвижной, а контактные связи между сваей и примерзшим грунтом нарушаются и промерзший грунт перемещается вверх. Сдвиг может произойти по одной из двух плоскостей, первая – это контакт сваи и грунта (рис. 3) случай 3а, и вторая – грунт-грунт случай 3б на некотором расстоянии R от оси сваи (рис.4). Найти R можно из условия равновесия сил смерзания грунта и сваи и грунта по грунту.

Для сваи с квадратным сечением условие равновесия запишется следующим образом

$$4ad_f \tau_{fh} = 2\pi R d_f \tau_{fg} \quad (9)$$

где:

a – сторона сваи квадратного сечения, м;

d_f – мощность мерзлого слоя грунта, м;

R – расстояние от оси сваи до плоскости сдвига: грунт по грунту, м;

τ_{fg} – сопротивление сдвигу грунта по грунту, кПа;

τ_{fh} – сопротивление сдвигу грунта по свае, кПа.

Выразим расстояние до места сдвига грунта по грунту

$$R = \frac{2a \tau_{fh}}{\pi \tau_{fg}} \quad (10)$$

Или заменив R на $R_s + a/2$, где R_s – расстояние от линии сдвига до сваи, получим:

$$R_s = \frac{4a \tau_{fh} - a \pi \tau_{fg}}{2\pi \tau_{fg}} \quad (11)$$

Для сваи круглого поперечного сечения радиусом r расстояние до места сдвига:

$$R = \frac{r \tau_{fh}}{\tau_{fg}} \quad (12)$$

Или заменив R на $R_s + r$ получим:

$$R_s = \frac{r(\tau_{fh} - \tau_{fg})}{\tau_{fg}} \quad (13)$$

Зная величину R_s можно определить цилиндр, по которому произойдет сдвиг сваи и примерзшего массива грунта вокруг нее, и соответственно площадь действия давления пучения на сваю.

При действии давления пучения сдвиг произойдет по сечению с меньшим сопротивлением сдвигу ($\tau_f = \min$):

Для квадратной сваи

$$\tau_f = \min \begin{cases} 4ad_f \tau_{fh} \\ 2\pi d_f \tau_{fg} R \end{cases} \quad (14)$$

Для круглой сваи

$$\tau_f = \min \begin{cases} 2\pi d_f \tau_{fh} r \\ 2\pi d_f \tau_{fg} R \end{cases} \quad (15)$$

Зная минимальное значение сопротивления сдвигу можно спрогнозировать плоскость, по которой произойдет сдвиг (перемещение) сваи.

Пример. Примем для расчета железобетонную сваю сечением 0,3 x 0,3 м длиной 5 метров, мощность промерзшего грунта 2 м, грунт суглинок с величиной нормального давления морозного пучения грунта 2 МПа, внешняя нагрузка на сваю 7 т, $\tau_{fh}=0,12$ МПа, $\tau_{fg}=0,17$ МПа, $\tau_{th}=0,024$ МПа.

1. Определим расстояние от сваи до плоскости передачи давления от морозного пучения по формуле 1:

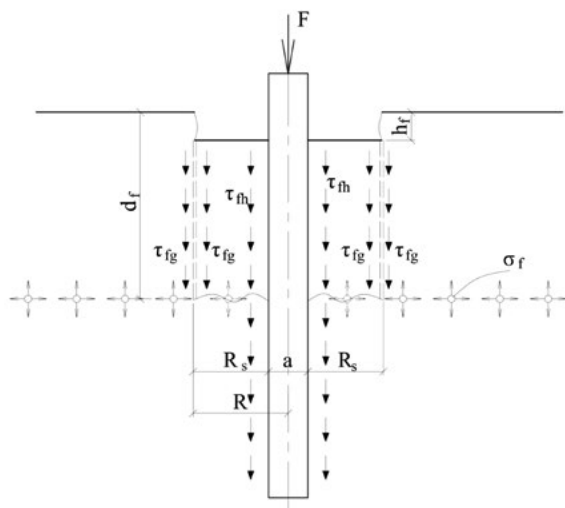


Рисунок 4 — Схема взаимодействия сваи с промерзающим грунтом (случай 3б). Сдвиг промерзшего грунта по грунту, а – сторона квадратной сваи, r – радиус круглой сваи

Figure 4 — Scheme of interaction of the pile with the frozen ground (case 3b). Shift of frozen soil on the ground, a-side of the square pile, r-radius of the round pile

$$c = d_f \cdot \tan(\varphi_{II} / 4) = 17,5 \text{ см}$$

2. Определим давление морозного пучения, действующее на сваю (6):

$$\sigma_{fp} = \sigma_f \left(\pi \left(c^2 + \frac{a^2}{2} \right) - a^2 \right) = 48,32 \text{ т}$$

3. Величина сопротивления сдвигу по поверхности заанкеренной части сваи определяется следующим образом:

$$\sum_{i=1}^{L-d_f} \tau_{th} A_{th} = 0,24 \cdot 30 \cdot 4 \cdot 300 = 8640 \text{ кгс} = 8,64 \text{ т}$$

4. Величина сопротивления сдвигу по поверхности смерзания части сваи с грунтом определяется следующим образом:

$$\sum_{i=1}^{d_f} \tau_{fh} A_{fh} = 1,2 \cdot 30 \cdot 4 \cdot 200 = 28800 \text{ кгс} = 28,8 \text{ т}$$

Сравним давление морозного пучения, стремящееся переместить сваю вверх с удерживающими усилиями:

$$\sigma_{fp} = 48,32 \text{ т} > \sum_{i=1}^{d_f} \tau_{fh} A_{fh} + \sum_{i=1}^{l-d_f} \tau_{th} A_{th} + F = 28,8 + 8,64 + 7 = 44,44 \text{ т}$$

Давление пучения, действующее на сваю, для данных условий превышает удерживающие силы и внешнюю нагрузку, в результате чего сваю или грунт переместят вверх. Найдем линию сдвига по формуле:

$$\sum_{i=1}^{d_f} \tau_{fh} A_{fh} = 28,8 \text{ т} > \sum_{i=1}^{l-d_f} \tau_{th} A_{th} = 8,64 \text{ т}$$

Т.к. силы смерзания грунта со сваей в зоне промерзания превышают силы сцепления грунта и сваи в зоне анкеровки, сдвиг произойдет в заанкеренной зоне сваи, т.е. в зоне талого грунта.

Заключение

Промерзание пучинистого грунта возле одиночной сваи приводит к развитию давления морозного пучения и созданию сложного напряженного состояния вокруг сваи. При значительном по величине давлении морозного пучения, превышающем силы смерзания и сцепления грунта, а также внешнюю нагрузку, сваю переместит вертикально вверх.

Площадь, по которой давление пучения действует на сваю можно принять по аналогии с допущениями, применяемыми при определении условной площади фундамента при расчете осадки свай.

Рассмотрены случаи взаимодействия сваи с промерзающим грунтом в зависимости от величин сопротивления сдвигу по поверхности смерзания и сцепления грунта и сваи.

Определены радиусы сдвига сваи с примерзшим грунтом под действием давления пучения для свай квадратного и круглого поперечного сечения.

Литература

- Алексеев А.Г., Чеверев В.Г. Определение касательной силы морозного пучения грунтов: Рекомендации // Криосфера земли Том: 23. 2019. №1. С.72-79.
- Далматов Б.И. Воздействие морозного пучения грунтов на фундаменты сооружений. Л., М.: Госстройиздат. 1957. 60 с.
- Дубнов Ю.Д. Лабораторные исследования касательных сил пучения // Морозное пучение грунтов и способы защиты сооружений от его воздействия / Под ред. Н.А. Перетрухина. М.: Транспорт. 1967. С. 55–60.

- Орлов В.О. Дубнов Ю.Д., Меренков Н.Д. Морозное пучение промерзающих грунтов и его влияние на фундаменты сооружений. Л.: Стройиздат. 1977. 183 с.
- Орлов В.О. Закономерности развития и полевые методы оценки касательных сил морозного пучения грунтов // Реология грунтов и инженерное мерзлотоведение. М.: Наука. 1982. С. 144–148.
- Перетрухин Н.А. Сила морозного выпучивания фундаментов // Морозное пучение грунтов и способы защиты сооружений от его воздействия / Под ред. Н.А. Перетрухина. М.: Транспорт. 1967. С. 25–54.

- Чеверев В.Г., Алексеев А.Г. Метод лабораторного определения удельной касательной силы морозного пучения (к проекту ГОСТ) // Материалы Пятой конф. геокриологов России. М.: МГУ. 2016. С. 138–142.
- Цытович Н.А. К вопросу расчета фундаментов сооружений, возводимых на вечной мерзлоте // Научно-исследовательские работы Гипромеца. Л. 1928. вып. 2. С. 3–14.
- Цытович Н.А. Механика мерзлых грунтов. М.: Высш. шк. 1973. 446 с.
- СП 24.13330-2011. Свайные фундаменты. М.: ФАУ "ФЦС". 2011. 85 с.

References

- Alekseev A.G., Cheverev V.G. Determination of the tangential force of frost heaving of soils: Recommendations. Cryosphere of the

- earth. 2019, volume 23, no.1, pp. 72-79. [In Russian].
- Dal'matov B.I. Effect of Frost heaving on Foundations of Structures. Leningrad, Moscow:

- Gosstroizdat. 1957.60 p. (In Russian).
- Dubnov Yu.D. Laboratory tests of tangential forces of frost heave. In: Peretrukhin, N.A. (Ed.). Frost heave of soil and ways to protect structures

from its effects. Transport Press, Moscow.1967, pp. 55–60. (In Russian).

4. Orlov V.O., Dubnov Yu.D., Merenkov N.D. Heaving of Frozen Soils and Its Effect on the Foundations of Structures. Stroizdat, Leningrad.1977.183 p. (In Russian).

5. Orlov V.O. Evolution and field methods for calculation of tangential forces of frost heaving of soils. In: Reologia gruntov i inzhenernoe merzlotovedenie. Rheology of soils and permafrost engineering. Nauka, Moscow.1982,

pp. 144–148. (In Russian).

6. Peretrukhin N.A. The strength of frosty buckling of foundations. In: Peretrukhin, N.A. (Ed.). Frost heave of soil and ways to protect buildings from its effects. Transport Press, Moscow.1967, pp. 25–54. (In Russian).

7. Cheverev V.G., Alekseev A.G., Laboratory method for determining specific tangential forces of frost heaving (to draft GOST). In: Proceedings of the fifth conference of Russian geocryologists. MSU, Moscow. 2016, pp. 138-142. (In Russian).

8. Tsytoich N.A. On the Question of the Design of Foundations Erected on Permafrost. Trudy Gipromeza, Leningrad. 1928, issue 2, pp. 3–14. (In Russian)

9. Tsytoich N.A. Mechanics of Frozen Soils. Vysshaya Shkola, Moscow. 1973, 446 p. (In Russian)

10. SP 24.13330-2011, 2011. Pile Foundations. Published by FAI "Federal Center of Pricing in Construction and Building Materials Industry", Moscow, 85 p. (In Russian).

Для цитирования: Алексеев А.Г. Взаимодействие одиночной сваи с промерзающим пучинистым грунтом // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2020. № 1. С. 48-52.

For citation: Alekseev A.G. Interaction of a Single Pile with Freezing Heaving Soil. Seismostoi koe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii [Earthquake engineering. Constructions safety], 2020, no. 1, pp. 48-52. (In Russian).



17th European Conference on Earthquake Engineering & 38th General Assembly of the European Seismological Commission

19-24 June 2022

International Conference Centre, Bucharest, Romania

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

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

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

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

Contact

Mobile: +40740769306

Email: contact@3ecees.ro



Дещереvская Е.В.
старший научный сотрудник

Павленко О.В.
доктор физико-математических наук, главный научный сотрудник

Институт физики Земли им. О.Ю. Шмидта РАН, Москва, Российская Федерация

УДК 550.347

Частотно-зависимый отклик мягких (песчаных и лессовых) грунтов на сейсмические воздействия и метод сейсмических жесткостей

Аннотация: Настоящей работой начинается изучение отклика грунтов различных типов (из 11-ти типов наиболее представительных по площади развития грунтов на территории Российской Федерации) на сейсмические воздействия по данным натурных наблюдений (сети KiK-net). Анализируется отклик мягких песчаных и лессовых грунтов на сейсмические воздействия слабые и средней силы. Показано, что отклик достаточно однородных, без резких сейсмических границ, грунтовых толщ на сейсмические воздействия частотно-зависим, имеются резонансные частоты, на которых сейсмические воздей-

ствия заметно усиливаются. При более сильном сейсмическом воздействии резонансные частоты снижаются, и снижается усиление сейсмических колебаний грунтовыми толщами. Все это не учитывается в методе сейсмических жесткостей, применение которого по-прежнему требуется в действующих СП. В Строительных нормах следует изменить практику применения МСЖ, четко определив область применимости метода, и перейти к спектральному описанию поправок за грунтовые условия, посредством спектров реакции, как это сделано в других странах.

Ключевые слова: отклик грунта, спектры реакции, метод сейсмических жесткостей.

Deshcherevskaya E.V., senior researcher, The Schmidt Institute of Physics of the Earth, The Russian Academy of Sciences (IPE RAS), Moscow, Russian Federation

Pavlenko O.V., DSc, chief researcher, The Schmidt Institute of Physics of the Earth, The Russian Academy of Sciences (IPE RAS), Moscow, Russian Federation

Frequency-dependent Response of Soft (Sandy and Loess) Soils in Seismic Motion and Seismic Rigidity Method

Abstract: With this work, we start studying of the response of soils of various types (among 11 types of the most representative surface soils

on the territory of Russian Federation) in seismic motion, based on in situ observations (KiK-net data). The response of soft sandy and loess

soils to weak and medium-intensity seismic motion is analyzed. We show that the response of rather homogeneous soil profiles (without clear seismic boundaries) to seismic motion is frequency-dependent and contains resonant frequencies, at which seismic motion is noticeably enhanced. At stronger seismic motion, the resonant frequencies are reduced, and the amplification of seismic motion by soil layers is also reduced. These effects are not taken into account in

seismic rigidity method, the application of which is still required by the Building codes acting in Russia.

We should change the practice of application of the seismic rigidity method in the Building codes, by clearly defining the scope of the method, and we should move to the spectral description of the corrections for ground conditions in earthquake resistant construction, by means of response spectra, as done in other countries.

Keywords: soil response, response spectra, seismic rigidity method (MSG).

DOI 10.37153/2618-9283-2020-1-53-62

ВВЕДЕНИЕ

Развитие сетей сейсмических наблюдений, накопление и анализ сейсмических данных в последние десятилетия привели к большим успехам в сейсмологии в изучении очагов землетрясений, среды распространения сейсмических волн и локальных эффектов. Стало возможно гораздо точнее, чем раньше, прогнозировать параметры колебаний поверхности при будущих сильных землетрясениях. Значительно усовершенствован учет локальных эффектов землетрясений, связанных с откликом грунта. В строительных нормах США, Японии и европейских стран число категорий грунта возросло с 3-4 (в 1990-х годах) до 5 основных категорий и 2 дополнительных, особенно слабых грунтов, требующих специальных исследований [1-3].

В России строительные нормы СНиП II-7-81*, «Строительство в сейсмических районах» в конце 1990-х годов также значительно усовершенствованы – введением трех вероятностных карт общего сейсмического районирования ОСР-97-А, ОСР-97-В и ОСР-97-С [4], однако в разделах описания грунтовых условий нормы практически не меняются по сравнению с документами 1960-х годов [5]. Несмотря на проведенные в 2011, 2013, 2014, 2016 и 2018 годах актуализации, почти 60 лет остается почти неизменной Таблица, связывающая категорию грунта с балльностью площадки строительства [6].

Разделы СП, посвященные описанию сейсмических воздействий и грунтовых условий, являются важной, базовой частью строительных норм. В актуализированных СП грунты на огромной территории России предлагается описывать четырьмя категориями, от твердых скальных до мягких. С категорией грунта связывается балльность площадки; в основе этой связи лежит метод сейсмических жесткостей, разработанный в 1960-х годах С.В. Медведевым по результатам макросейсмических наблюдений [7].

Однако приповерхностные грунты на территории России довольно разнообразны. В начале 2000-х сотрудниками Геологического факультета МГУ проведены исследования и составлена карта пространственного распределения грунтовых толщ на территории РФ; выделено 11 типов наиболее представительных по площади развития грунтов: 1 – преимущественно скальные, 2 – глинистые, 3 – лессовые, 4 – песчаные, 5 – глинистые с обломочным материалом, 6 – глинистые с лессовым слоем в верхней части разреза (ВЧР), 7 – песчано-глинистые с преобладанием глинистых в ВЧР, 8 – песчано-глинистые с преобладанием песчаных в ВЧР, 9 – торфяные подстилаемые грунтами разного состава, 10 – глинистые подстилаемые скальными, 11 – песчаные, подстилаемые скальными [8].

Очевидно, что 4 категорий грунта недостаточно для описания всего разнообразия грунтов на нашей большой территории. Необходимо ввести, как минимум, еще одну, 5-ю категорию грунта с выраженными резонансными свойствами: рыхлую толщу на жестком полупространстве, подобно тому, как это сделано в европейских строительных нормах [2]. В Еврокоде это категория грунта E [2], определяемая как «грунтовый профиль, состоящий из поверхностного аллювиального слоя со значениями V_s типа C (180 – 360 м/с) или D (< 180 м/с) и мощностью от ~5 м до 20 м, под которым залегает более жесткий материал с $V_s > 800$ м/с». В Российских СП 5 категорию можно определить, например, как «грунтовый профиль, состоящий из поверхностного слоя категории III или IV со значениями $V_s \sim 200 - 350$ м/с или < 200 м/с и мощностью от ~5 м до 20 м (при таких значениях мощности в верхнем рыхлом слое эффективно возбуждаются резонансные колебания), под которым залегает более жесткий материал с $V_s > 800$ м/с». 5 категория грунта необходима для описания грунтов типов: 6 (глинистые с лессовым слоем в ВЧР), 8 (песчано-глинистые с преобладанием песчаных в ВЧР), 9 (торфяные подстилаемые грунтами разного состава), 10 (глинистые подстилаемые скальными) и 11 (песчаные, подстилаемые скальными) [8].

Во же время, очевидно, что введение 5-й категории грунта с резонансными свойствами меняет всю идеологию действующих СП: эту категорию грунта уже невозможно корректно привязать к баллам сейсмической интенсивности, поскольку существенную роль в отклике таких грунтов на сейсмические воздействия будут играть резонансные эффекты.

Введение этой категории означает переход к описанию поправок за грунтовые условия в спектральных характеристиках, на чем давно настаивают сейсмологи [9,10]. Это приведет к реальным усовершенствованиям СП в разделе описания грунтовых условий, к выведению их на современный научный уровень.

Важным фактором, до сих пор не учитываемым в действующих СП [6], является нелинейность отклика грунта при сейсмических воздействиях. Как известно, мягкие грунты при сильных воздействиях ведут себя нелинейно, и нелинейность поведения грунта может существенно изменить как интенсивность, так и частотный состав распространяющихся в грунтовых слоях сейсмических волн.

Метод сейсмических жесткостей, лежащий в основе связи категории грунта с баллами сейсмической интенсивности, без учета частотного состава отклика грунта, вероятно, может быть полезен в определенных случаях, но имеет

Таблица 1 — Координаты изучаемых станций (вертикальных групп) и высоты над уровнем моря

Table 1 — The coordinates of the studied stations (vertical arrays) and the heights above the sea level

Станции	Широта, °	Долгота, °	Высота у.м., м
АОМН12	40.5846	141.1547	86
АОМН13	40.5794	141.4451	-140; 10

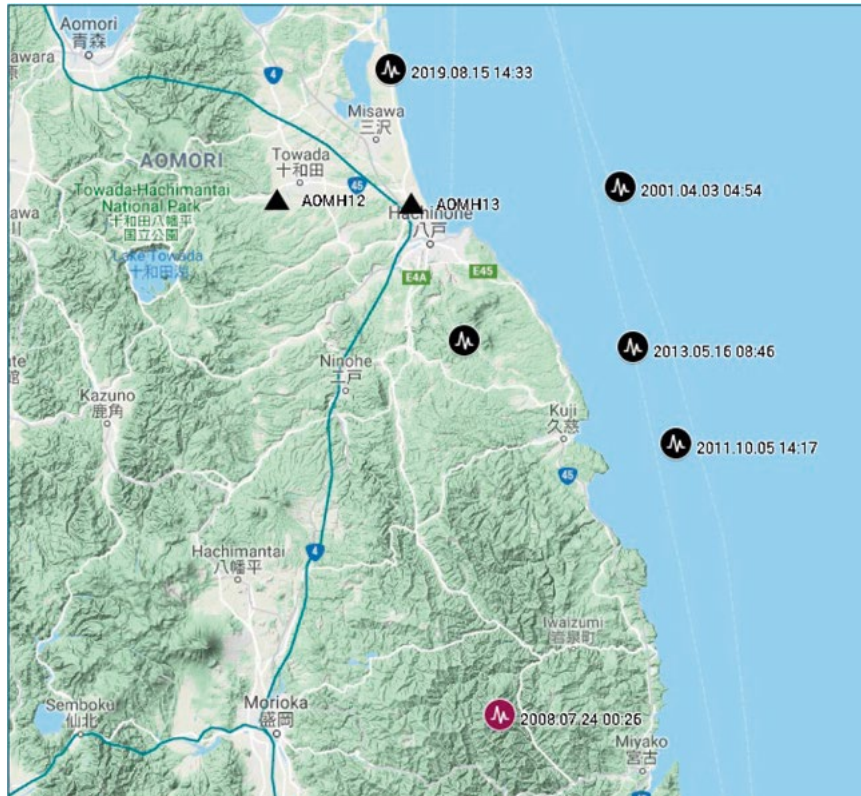


Рисунок 1 — Расположение эпицентров изучаемых землетрясений и вертикальных групп KiK-net AOMN12 и AOMN13 в Префектуре Аомори на севере острова Хонсю в Японии

Figure 1 — The locations of the epicenters of the studied earthquakes and vertical arrays KiK-net AOMN12 and AOMN13 in Aomori Prefecture at the north of Honshu island in Japan

явные ограничения в своем применении. Ограничения связаны с двумя факторами: нелинейностью отклика мягких грунтов и резонансными эффектами в грунтовых слоях.

В настоящей работе мы начинаем изучение отклика различных типов грунтов (из 11 типов наиболее представительных грунтов на территории России) на сейсмические воздействия по данным натурных наблюдений. Такие данные легко найти в базе данных по сильным движениям Японии KiK-net [11]; они широко используются сейсмологами всего мира для изучения различных эффектов землетрясений.

Настоящая работа посвящена анализу поведения мягких лессовых и песчаных грунтов (типы грунта 3 и 4 в приведенной выше Классификации грунтов [8]) при сейсмических воздействиях слабых и средней интенсивности.

МЕТОД И ДАННЫЕ

Для анализа выбраны две вертикальные группы: АОМН12 и АОМН13 (расположенные в Префектуре Аомори на се-

вере Хонсю) сети KiK-net с достаточно однородными грунтовыми профилями (без резких сейсмических границ) с мягкими песчаными (АОМН12) и лессовыми (АОМН13) грунтами. Информация о расположении станций приведена в Таблице 1, а на рис. 1 показано расположение станций и эпицентров изучаемых землетрясений.

На рис. 2 приведены профильные данные для 2 станций [11]. Как видно из рисунка 2, скорости поперечных волн на обеих станциях постепенно нарастают с глубиной. Скорости продольных волн показывают уровень грунтовых вод: ~10 м на АОМН12 и ~4 м на АОМН13. Грунтовый профиль на станции АОМН12 в верхних слоях песчаный, а на станции АОМН13 – лессовый: станция расположена вблизи побережья, и грунтовый профиль содержит слои глин.

Для анализа выбраны записи 5 относительно слабых недалеких землетрясений [11], для которых пиковые ускорения в основании грунтовых толщ на двух станциях не превышают ~10-20 Гал. Для этих землетрясений рассчи-

Таблица 2 — Параметры землетрясений: координаты и глубины очагов, магнитуды, эпицентральные расстояния, интенсивность (в баллах), пиковые ускорения на поверхности

Table 2 — Parameters of the earthquakes: coordinates and depths of the sources, magnitudes, epicentral distances, intensities (in balls), peak ground accelerations

Дата, время	Широта, °	Долгота, °	H, км	Mw	АОМН12			АОМН13		
					R, км	Int	PGA, Гал	R, км	Int	PGA, Гал
3.04.2001 04:54	40.61	141.90	62	5.4	63	2.8	37.1	38	3.3	39.7
5.10.2011 14:17	40.18	142.02	12	5	86	1.2	5.2	66	1.4	4.4
16.05.2013 08:46	40.34	141.93	12	5.0	71	2.5	23.3	48	2.4	25.8
10.07.2015 03:33	40.35	141.56	88	5.7	43	3.7	91	27	3.3	65.5
15.08.2019 14:33	40.79	141.34	93	5.5	28	2.7	28	25	3.2	55.5
24.07.2008 00:26	39.73	141.63	108	6.8	103	4.5	209.9	95	4.4	202.8

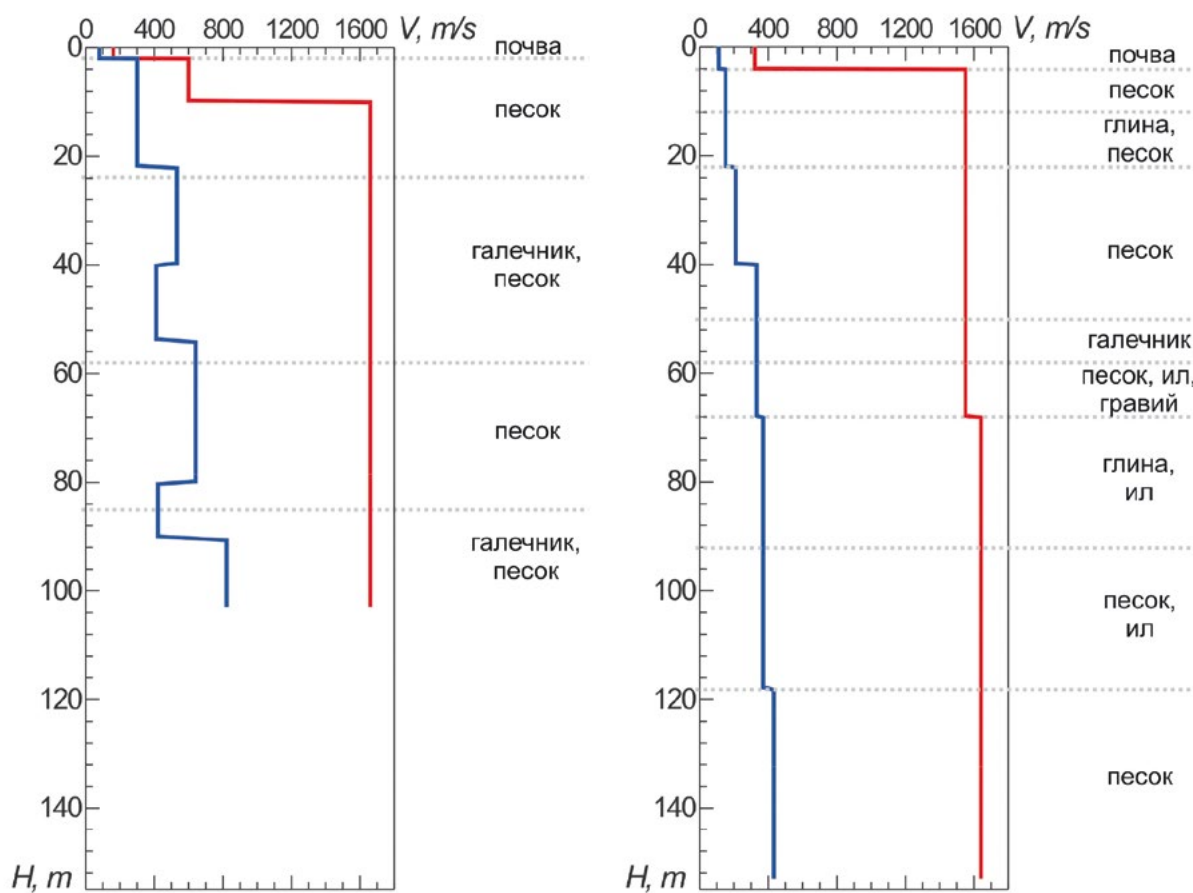
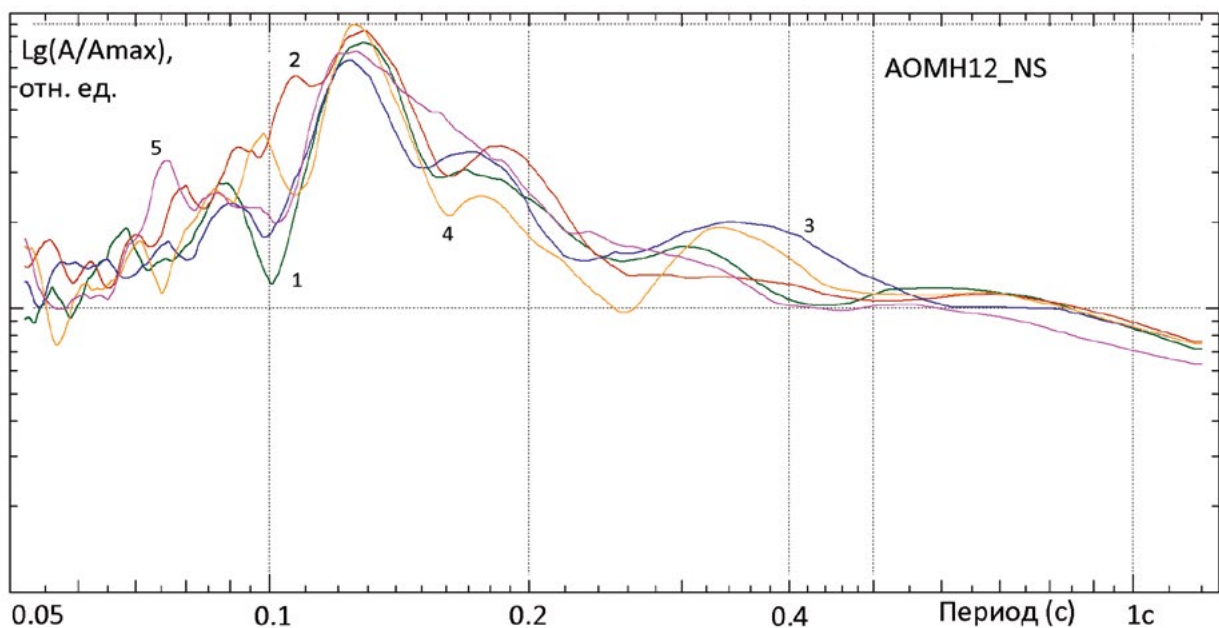
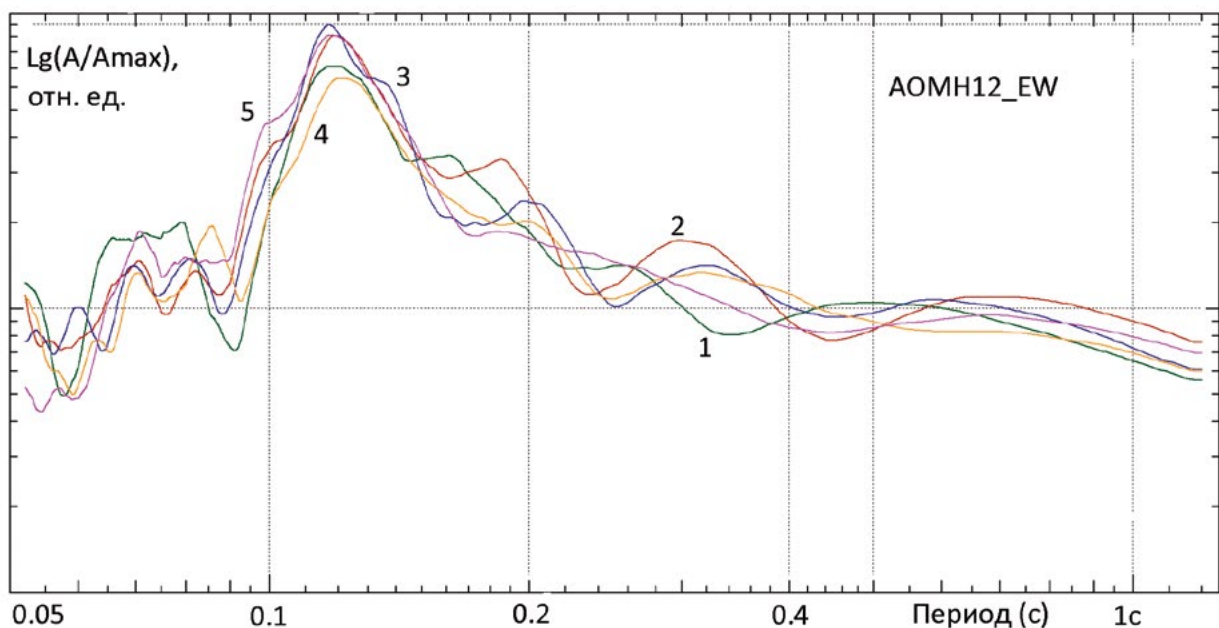


Рисунок 2 — Параметры грунтовых профилей на изучаемых станциях: а – АОМН12, б – АОМН13

Figure 2 — Parameters of the soil profiles at the studied stations: а – АОМН12, б – АОМН13



а



б

Рисунок 3 — Передаточные функции, рассчитанные для отдельных компонент по 5 землетрясениям, нормированные на $A_{max} = 27.986$ (на $T = 0,13$ с), станция АОМН12: а – компоненты NS, б – компоненты EW

Figure 3 — Transfer functions calculated for separate components for 5 earthquakes, normalized by $A_{max} = 27.986$ (at $T = 0,13$ s), station АОМН12: а – components NS, б – components EW

таны передаточные функции грунтовых толщ, т.е. отношения спектров мощности акселерограмм на поверхности и в основаниях грунтовых толщ. В Таблице 2 приведены параметры землетрясений; интенсивность дана в баллах японской шкалы интенсивностей, в которой максимальная интенсивность 7. Для сравнения также изучены записи более сильного землетрясения [11], информация о котором представлена в последней строчке Таблицы 2.

РЕЗУЛЬТАТЫ

На рисунках 3 и 4 приведены передаточные функции грун-

товых толщ на изучаемых станциях, рассчитанные для 2 горизонтальных компонент, NS и EW. Из рисунков видно, что для всех землетрясений (слабых воздействий) получены близкие формы передаточных функций.

Как видно из рисунков, несмотря на то, что грунтовые профили до глубин $\sim 100-150$ м достаточно однородные, без резких сейсмических границ и с возрастающими с глубиной скоростями поперечных волн, усиление сейсмических волн имеет ясно выраженный резонансный характер на обеих станциях, с максимумами на периодах 0.12 с ± 0.004 с (на частотах 8.2 ± 0.27 Гц) на станции АОМН12 и

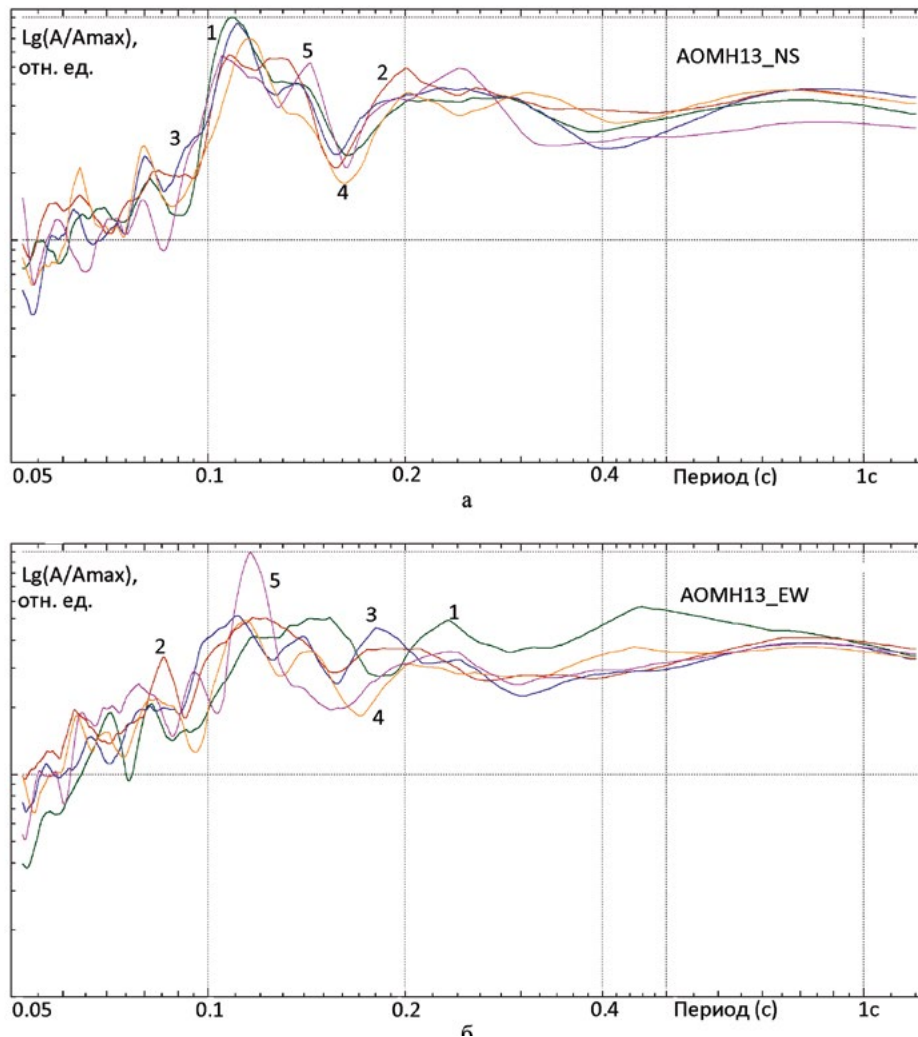


Рисунок 4 — Передаточные функции, рассчитанные для отдельных компонент по 5 землетрясениям, нормированные на $A_{max}=9.835$ (на $T=0,11$ с), станция АОМН13: а – компоненты NS, б – компоненты EW

Figure 4 — Transfer functions calculated for separate components for 5 earthquakes, normalized by $A_{max}=9.835$ (at $T=0,11$ s) station АОМН13: а – components NS, б – components EW

на периодах 0.115 ± 0.012 с (на частотах 8.8 ± 0.8 Гц) на станции АОМН13.

На рис. 5 представлены спектры акселерограмм – записей 6 изучаемых землетрясений (включая более сильное событие) со скважинных акселерометров вертикальных групп. Видно, что входные в грунтовые толщи сигналы не имели выделенных (резонансных) частот в окрестности 7-9 Гц, которые хорошо видны в передаточных функциях, т.е. повышенное (резонансное) усиление сейсмических колебаний на 7-9 Гц происходит в грунтовых толщах. На этих частотах коэффициенты усиления достигают 27.986 (на периодах $T \sim 0,132$ с, $f \sim 7.6$ Гц) на станции АОМН12 и $A_{max} = 9.835$ (на периодах $T \sim 0,114$ с, $f \sim 8.8$ Гц) на станции АОМН13.

В Таблице 3 представлены «эффективные» (усредненные по всем частотам) оценки усиления сейсмических волн грунтовыми толщами на 2 станциях, (средние по 2 горизонтальным компонентам), рассчитанные как отношения энергетических характеристик – интегральных спектров мощности, E_2/E_1 и как отношения пиковых ускорений.

Хотя входные (в грунтовые толщи) сейсмические воздействия были близки на двух станциях, усиление (и на резонанс-

ных частотах, и эффективное) на станции АОМН12 выше, чем на станции АОМН13, что очевидно связано с составом грунта (Таблицы 2, 3, рис. 3, 4), хотя резонансные частоты близки.

На рисунках 6 и 7 представлены передаточные функции грунтовых толщ на станциях АОМН12 и АОМН13: усредненные по 5 слабым землетрясениям (и по компонентам EW и NS) с доверительными интервалами и рассчитанные для более сильного землетрясения.

Как видно из рисунков, передаточные функции грунтовых толщ для более сильного события имеют отличия: (1) спектральные максимумы передаточных функций смещаются в сторону меньших частот (больших периодов), (2) снижается усиление сейсмических волн грунтовыми толщами. Все это связано с нелинейностью отклика мягких грунтов на двух станциях при более сильном событии. Это вполне типичные проявления нелинейности поведения мягких грунтов, и много примеров подобного поведения мягких грунтов приводится в книге О.В. Павленко [12].

Отметим, что более сильное землетрясение, рассмотренное в настоящей работе, выбрано таким образом, что оно по своим параметрам соответствует сценарным

Таблица 3 — Интегралы спектров мощности по ускорениям в диапазоне периодов 50 мс – 1с (средние по компонентам EW и NS): E₂, E₁ – для поверхностных и заглубленных станций вертикальной группы, и пиковые ускорения, PGA₂, PGA₁ – для поверхностных и заглубленных станций вертикальной группы, и их отношения для 5 землетрясений

Table 3 — Integrals of power acceleration spectra within the period range 50 ms – 1s (averaged over EW and NS components): E₂, E₁ – for surface and buried devices of the vertical array, and peak accelerations PGA₂, PGA₁ – for surface and buried devices of the vertical array, and their ratios for 5 earthquakes

АОМН12						
№	E ₁ спектр (T ≥ 50мс)	E ₂ спектр (T ≥ 50мс)	E ₂ /E ₁	PGA ₁ , Гал	PGA ₂ , Гал	PGA ₂ /PGA ₁
1	31.7	133.7	4.21	6.5	29.9	4.6
2	5.15	26.1	5.07	0.9	4.8	5.2
3	14.5	76.4	5.26	4.5	19.2	4.2
4	52.6	210.7	4.0	18.8	64.6	3.4
5	27.4	114.9	4.2	4.6	22.3	4.8
Среднее усиление			4.6 ± 0.6			4.4 ± 0.7
6	204.8	745.2	3.6	42.75	167.79	3.9

АОМН13						
№	E ₁ спектр (T ≥ 50мс)	E ₂ спектр (T ≥ 50мс)	E ₂ /E ₁	PGA ₁ , Гал	PGA ₂ , Гал	PGA ₂ /PGA ₁
1	45.4	140.6	3.1	10.5	35.6	3.4
2	6.7	21.5	3.2	1.3	3.9	3.0
3	18.7	57.9	3.1	4.6	18.4	3.9
4	59.7	184.4	3.1	16.2	51.9	3.2
5	50.2	150.3	3.0	10.9	50.4	4.7
Среднее усиление			3.1 ± 0.1			3.6 ± 0.7
6	242.4	670.5	2.8	42.16	158.0	3.7

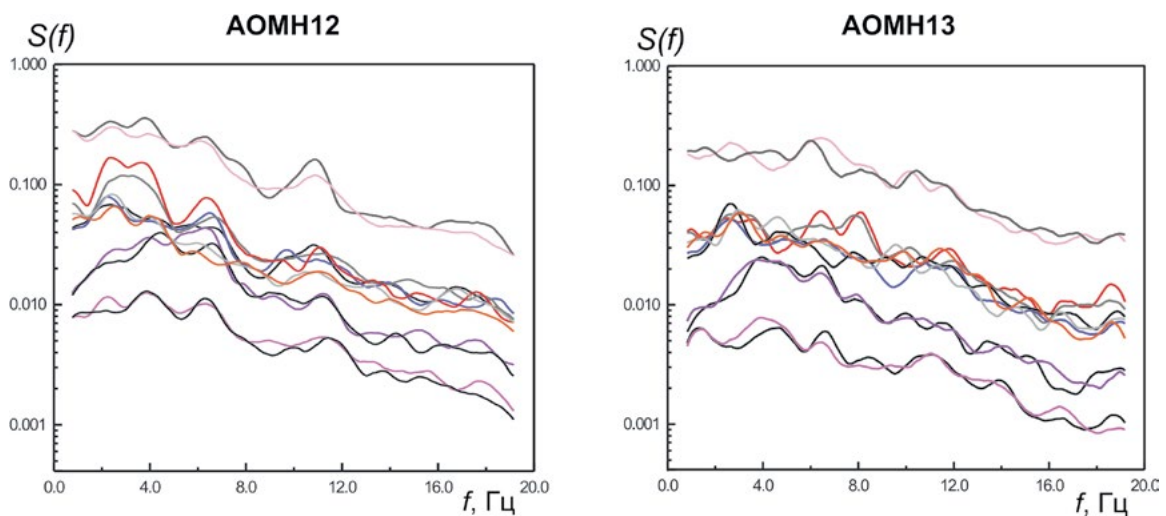


Рисунок 5 — Спектры мощности записей 6-и изучаемых землетрясений скважинных акселерометров вертикальных групп АОМН12 и АОМН13, показывающие отсутствие выделенных частот в сигнале на входе в грунтовые толщ»

Figure 5 — Power spectra of the records of 6 studies earthquakes recorded by buried accelerometers of the vertical arrays АОМН12 and АОМН13, showing the absence of resonant frequencies in input motion to soil layers

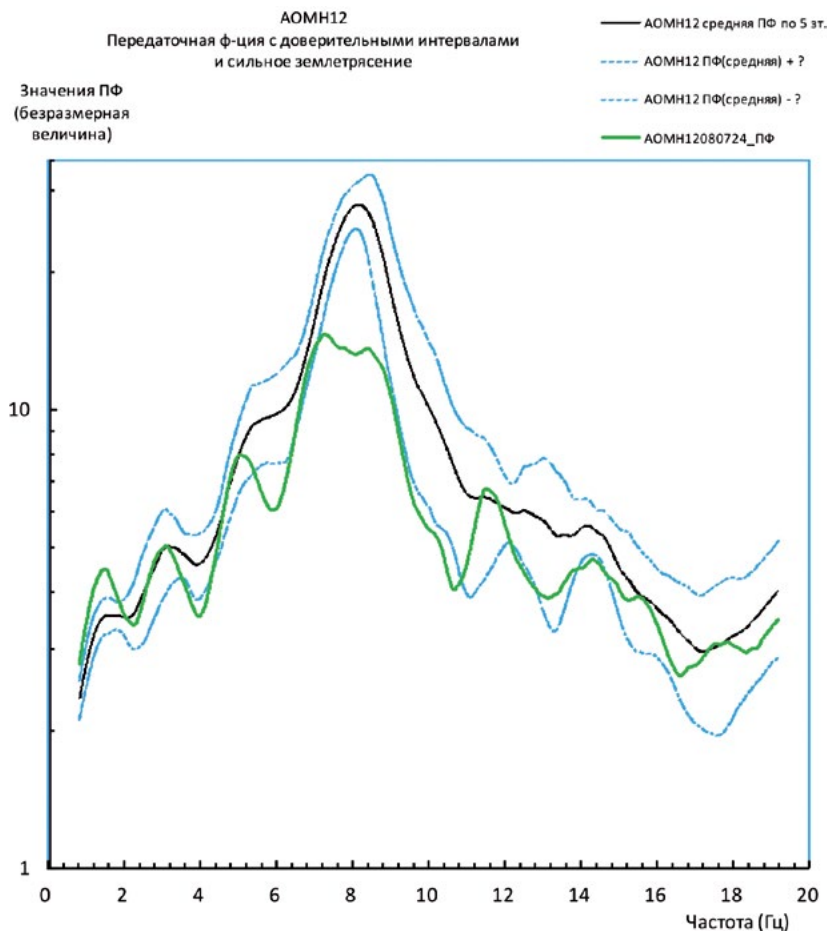


Рисунок 6 — Передаточные функции грунтовой толщи на станции АОМН12: усредненная по 5-ти слабым землетрясениям и компонентам EW и NS (черная линия) с доверительными интервалами (синие линии); и рассчитанная для более сильного землетрясения (зеленая линия)»

Figure 6 — Transfer functions of soil layers at station AOMH12: averaged over 5 weak earthquakes and over components EW and NS (black line) with the confidence intervals (blue lines); and the transfer function calculated for the stronger earthquake (green line)»

землетрясениям (из числа слабых сценарных землетрясений), акселерограммы которых рассчитываются для оценки сейсмической опасности на площадках строительства в сейсмических районах. Для мягких грунтов нелинейность их отклика проявляется уже при таких достаточно слабых сейсмических воздействиях.

При расчете акселерограмм сценарных землетрясений эффекты резонансного усиления сейсмических колебаний и эффекты нелинейности отклика грунта учитываются программами расчета акселерограмм на поверхности грунта по акселерограммам на скале.

Однако действующие в России СП требуют также применения метода сейсмических жесткостей (МСЖ) для оценки приращений балльности на мягких грунтах, что для случая сценарных землетрясений нельзя выполнить корректно, как видно, например, из результатов настоящей работы: МСЖ не учитывает ни резонансные, ни нелинейные эффекты.

Средние значения скоростей поперечных волн в верхних 10 м и 30 м на станциях АОМН12 и АОМН13 составляют $V_{s10} \sim 194$ м/с и $V_{s30} \sim 281$ м/с для станции АОМН12 и $V_{s10} \sim 131$ м/с и $V_{s30} \sim 154$ м/с для станции АОМН13.

По МСЖ, приращения балльности на грунтах станции

АОМН13 должны быть заметно выше (т.е. усиление сейсмических воздействий грунтовой толщиной больше), чем на станции АОМН12. Также, на станции АОМН13 дополнительное приращение балльности должно быть связано с высоким уровнем грунтовых вод [13-15] (УГВ на станции АОМН13 на глубине ~ 4 м, тогда как на станции АОМН12 – на глубине ~ 10 м).

Между тем, наблюдения показывают обратное: усиление сейсмических волн грунтовыми толщами выше на АОМН12, чем на АОМН13. Это может связано с нелинейностью отклика грунта, вследствие которого снижается усиление. Сравнение рис. 6 и 7 показывает, что на станции АОМН13 проявления нелинейности очевидно сильнее, чем на станции АОМН12: там смещение резонансного пика в сторону низких частот более выражено.

В общем случае отклик грунта зависит как от состава и мощности грунтовых слоев, так и от интенсивности и спектрального состава сейсмического воздействия [12], а МСЖ дает лишь усредненную и упрощенную картину.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В настоящей работе анализируется отклик мягких грунтов, песчаных и лессовых, на сейсмические воздействия, слабые и средней силы.

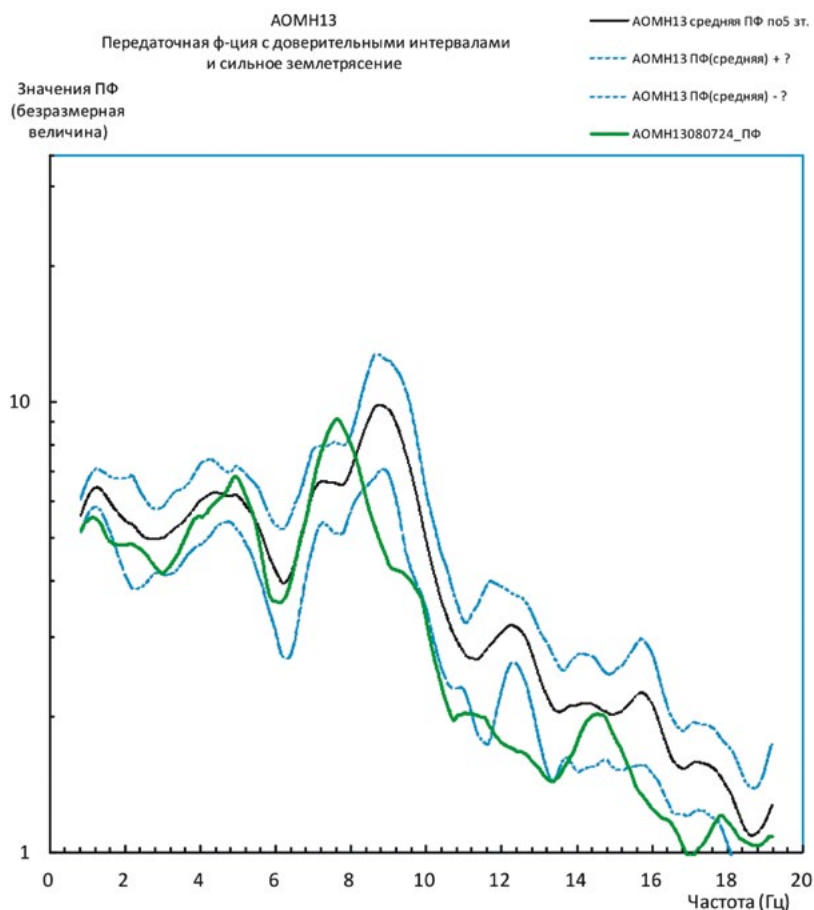


Рисунок 7 — Передаточные функции грунтовой толщ на станции АОМН13: усредненная по 5 слабым землетрясениям и компонентам EW и NS (черная линия) с доверительными интервалами (синие линии); и рассчитанная для более сильного землетрясения (зеленая линия)»

Figure 7 — Transfer functions of soil layers at station AOMN13: averaged over 5 weak earthquakes and over components EW and NS (black line) with the confidence intervals (blue lines); and the transfer function calculated for the stronger earthquake (green line)

Наблюдения показывают, что отклик даже достаточно однородных, без резких сейсмических границ, грунтовых толщ на сейсмические воздействия частотно-зависим, и в мягких грунтах, песчаных и лессовых, имеются резонансные частоты, на которых сейсмические воздействия заметно усиливаются. Полученные коэффициенты усиления на резонансных частотах довольно высоки, ~10-30 на частотах 7-9 Гц, против коэффициентов «эффективного усиления» ~3-4.5. Очевидно, это нужно учитывать при проектировании и строительстве сейсмостойких объектов.

При более сильном сейсмическом воздействии резонансные частоты снижаются, и снижается усиление сейсмических колебаний грунтовыми толщами. Все это не учитывается в методе сейсмических жесткостей, применение которого по-прежнему требуется в действующих СП.

В Строительных нормах СП 14.13330.2018 «Строительство в сейсмических районах» следует изменить практику применения МСЖ, четко определив область применимости метода, и перейти к спектральному описанию поправок за грунтовые условия, посредством спектров реакции, как это сделано в строительных нормах других стран.

Литература

1. Earthquake disaster reduction handbook, 1992, Japan. Ministry of Construction. Building Research Institute, Japan, 1992, 304 p.
2. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance — BS EN1998-1:2004
3. International Building Code, ISBN: 978-1-60983-040-3, 2012.
4. Сейсмическое районирование территории Российской Федерации – ОСП-97. Карта на 4-х листах. Гл. ред. Страхов В.Н., Уломов В.И. ОИФЗ РАН. М.: НПП Текарт. 2000.
5. СНиП II-A.12-69* Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования. Постановление Государственного комитета Совета Министров СССР по делам строительства от 02 октября 1969 года №117. М.: Стройиздат. 1977.
6. Свод правил СП 14.13330.2018 Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81*. АО «НИЦ «Строительство»-ЦНИИСКИм. В.А. Кучеренко. Москва. 2018.
7. Медведев С.В. Инженерная сейсмология. М.: Госстройиздат. 1962. 284 с.
8. Инженерная геология России. Том 1. Грунты России / Под ред. Трофимова В.Т., Вознесенского Е.А., Королева В.А. М.: КДУ. 2011. 672 с.
9. Гусев А.А. О сейсмологической основе норм сейсмостойкого строительства в России проектирования // Физика Земли. 2002. 12. С. 56-70.
10. Гусев А.А. Некоторые вопросы сейсмологического обоснования норм сейсмостойкого

проектирования // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2003. № 1. С. 32-36.

11. Цифровая сейсмическая сеть сильных движений Японии <http://www.kyoshin.bosai.go.jp>.

12. Павленко О.В. Сейсмические волны в грунтовых слоях: нелинейное поведение грунта

при сильных землетрясениях последних лет. Монография. Научный мир. 2009. 284 с.

13. Назаров Г.Н. Методические указания по комплексным сейсмогеологическим и инженерно-геологическим исследованиям с применением портативных сейсморазведочных установок. ВИА. Москва. 1969. 120 с.

14. Рекомендации по сейсмическому микрорайонированию при инженерных изысканиях для строительства. М.: ПНИИИС. 1985. 72 с.

15. Оценка влияния грунтовых условий на сейсмическую опасность. Методическое руководство по сейсмическому микрорайонированию / Отв. ред. О.В. Павлов М.: Наука. 1988. 224 с.

References

1. Earthquake disaster reduction handbook, 1992, Japan. Ministry of Construction. Building Research Institute, Japan, 1992, 304 p.

2. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance — BS EN1998-1:2004

3. International Building Code, ISBN: 978-1-60983-040-3, 2012.

4. Сейсмическое районирование территории Российской Федерации – OSR-97. Карта на 4-х листках. Гл. ред. Strakhov V.N., Ulomov V.I. OIFZRAN. M.: NPP Tekart. 2000. [In Russian].

5. SNIIP II-A.12-69* Stroitel'stvo v seismicheskikh rajonakh. Normy proektirovaniya. Postanovlenie Gosudarstvennogo komiteta Soveta Ministrov SSSR po delam stroitel'stva ot 02 oktyabrya 1969 goda №117. M.: Strojizdat. 1977. [In Russian].

6. Svod pravil SP 14.13330.2018 Stroitel'stvo v seismicheskikh rajonakh. Aktualizirovannaya

redaktsiya SNIIP II-7-81*. AO «NITS «Stroitel'stvo» TSNIISK im. V.A. Kucherenko. Moskva. 2018. [In Russian].

7. Medvedev S.V. Inzhenernaya seismologiya. M.: Gosstrojizdat. 1962. 284 p. [In Russian].

8. Inzhenernaya geologiya Rossii. Tom 1. Grunty Rossii. Pod red. Trofimova V.T., Voznesenskogo E.A., Koroleva V.A. M.: KDU. 2011. 672 p. [In Russian].

9. Gusev A.A. O seismologicheskoy osnove norm seismostojkogo stroitel'stva v Rossii proektirovaniya. Fizika Zemli [Physics of the Solid Earth]. 2002, no.12, pp. 56-70. [In Russian].

10. Gusev A.A. Nekotorye voprosy seismologicheskogo obosnovaniya norm seismostojkogo proektirovaniya. Seismostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii [Earthquake engineering. Constructions safety]. 2003, no.1, pp. 32-36. [In Russian].

11. Tsifrovaya seismicheskaya set' sil'nykh

dvizhenij Yaponii <http://www.kyoshin.bosai.go.jp>.

12. Pavlenko O.V. Seismicheskie volny v gruntovykh sloyakh: nelinejnoe povedenie grunta pri sil'nykh zemletryasenyakh poslednih let. Monografiya. Nauchnyj mir. 2009. 284 p. [In Russian].

13. Nazarov G.N. Metodicheskie ukazaniya po kompleksnym seismogeologicheskim i inzhenerno-geologicheskim issledovaniyam s primeneniem portativnykh seismorazvedochnykh ustanovok. VIA. Moskva. 1969. 120 p. [In Russian].

14. Rekomendatsii po seismicheskomu mikrorajonirovaniyu pri inzhenernykh izyskaniyakh dlya stroitel'stva. M.: PNIIS. 1985. 72 p. [In Russian].

15. Otsenka vliyaniya gruntovykh uslovij na seismicheskuyu opasnost'. Metodicheskoe rukovodstvo po seismicheskomu mikrorajonirovaniyu / Otв. red. O.V. Pavlov M.: Nauka. 1988. 224 p. [In Russian].

Для цитирования: Дещеревская Е.В., Павленко О.В. Частотно-зависимый отклик мягких (песчаных и лессовых) грунтов на сейсмические воздействия и метод сейсмических жесткостей // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2020. № 1. С. 53-62.

For citation: Deshcherevskaya E.V., Pavlenko O.V. Frequency-dependent Response of Soft (Sandy and Loess) Soils in Seismic Motion and Seismic Rigidity Method Seismostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii [Earthquake engineering. Constructions safety], 2020, no. 1, pp. 53-62. (In Russian).



Anti-Seismic Systems International Society

<http://assisisociety.com/>

Rome, October 22nd, 2019

Dear ASSISI Members,

I'm glad to communicate you the members of the new Executive Committee and the new Territorial Coordinators.

The new Executive Committee is composed as follows:

Clemente Paolo, *Italy President*

Benzoni Gianmario, *USA Past President and appointed Treasurer*

Bubis Alexander, *Russia, 16WCSI organizer*

Aiken Ian, *USA elected*

Whittaker David, *New Zealand elected*

Takayama Mineo, *Japan elected*

Ponzo Felice Carlo, *Italy elected*

Sadan Bahadir, *Turkey elected*

Taiki Saito, *Japan Vice President*

Zhou Ying, *China Vice President*

Cimellaro Gian Paolo, *Italy Appointed General Secretary*

The new Territorial Coordinators are:

Tan Ping, *China, Asia*

Black Cameron, *USA, USA and Canada*

Boroshek Ruben, *Chile, Central and South America*

Whittaker David, *New Zealand, Oceania*

Bubis Alexander, *Russia, Eastern Europe Countries (not EU)*

Dall'Asta Andrea, *Italy, EU and other Western Europe Countries*

Yours sincerely Paolo Clemente

СЕЙСМОСТОЙКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО БЕЗОПАСНОСТЬ СООРУЖЕНИЙ

EARTHQUAKE ENGINEERING. CONSTRUCTIONS SAFETY

Лауреат конкурса им. первопечатника
Ивана Федорова



Открыта подписка на сетевое издание – журнал «Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений»

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

ISSN: 2618-9283.

Издатель – Российская Ассоциация по сейсмостойкому строительству и защите от природных и техногенных воздействий (РАСС);

Главный редактор – доктор технических наук, профессор И.И. Ведяков;

Учредитель – А.А. Бубис.

В международной редколлегии журнала авторитетные, известные ученые, специалисты-практики.

Сайт сетевого издания: www.seismoconstruction.ru

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

*печатный журнал издавался РАСС с 2011 по 2019 год. С 2020 года журнал выходит как сетевое издание.

Цели и задачи журнала:

- развитие науки сейсмостойкого строительства;
- публикация материалов и результатов фундаментальных исследований и достижений ученых специалистов в области надежности и сейсмической безопасности зданий и сооружений;
- публикация результатов внедрения новых технологий в сейсмически опасных районах;
- информирование о новейших теоретических разработках и эффективном практическом опыте при проектировании, строительстве, эксплуатации зданий и сооружений;
- публикация уникальных аналитических материалов по оценке риска при природных и техногенных воздействиях;
- публикация материалов справочного характера;
- публикация оригинальных научных статей российских и зарубежных авторов;
- помощь молодым специалистам на пути их профессионального становления;
- информационное освещение российских и зарубежных конференций по вопросам сейсмостойкого строительства.

Целевая аудитория: в первую очередь журнал адресован всем, кому интересны проблемы и достижения современной строительной науки в области сейсмостойкости сооружений:

ученым, преподавателям, аспирантам, студентам ведущих строительных вузов, представителям органов государственной власти, инвесторам.

Среди наших авторов ученые, молодые перспективные специалисты-практики, аспиранты, известные проектировщики, градостроители, экономисты, экологи, готовые поделиться своими знаниями и опытом.

Журнал входит в РИНЦ – национальную библиографическую базу данных научного цитирования, а также в Ulrichsweb (Ulrich's Periodicals Directory) – авторитетную международную базу данных, которая содержит описание более 300 тысяч периодических изданий, а также активно используется сотрудниками электронных каталогов, библиотек, репозиториев, наукометрических баз Scopus и Web of Science для получения подробной информации о научных журналах.

В ближайших планах Учредителя и Издателя – подача документов для включения сетевого издания журнала «Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений» в Перечень рецензируемых научных изданий, в которых должны быть опубликованы основные результаты диссертаций на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук, а также дальнейшее продвижение журнала в международные реферативные базы данных и системы цитирования (Scopus, WoS).

Все материалы сетевого издания доступны по подписке (членам редколлегии, авторам, рецензентам – доступ на сайт журнала бесплатный).

Подписной индекс сетевого издания:

«Газеты и журналы»	83525
«Информнаука»	62012
«Урал-пресс»	013537

Стоимость подписки:

6 номеров	7200 рублей,
3 номера	3600 рублей,
1 номер	1200 рублей.

По решению редакционной коллегии один-два раза в год будет издаваться печатный дайджест, в который будут включены статьи, опубликованные на сайте сетевого издания журнала «Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений». На сетевое издание журнал «Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений» можно подписаться в редакции.

Приглашаем к сотрудничеству!

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

Сведения об авторах

Алексеев Андрей Григорьевич, кандидат технических наук, руководитель центра геокриологических и геотехнических исследований НИИОСП им Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство». Доцент кафедры «Механики грунтов и геотехники» НИУ МГСУ. Москва, Российская Федерация
e-mail: adr-alekseev@yandex.ru

Антонов Никита Александрович, кандидат технических наук, начальник отдела динамических расчетов БКП-2 АО «Атомэнергопроект». Москва, Российская Федерация
e-mail: atyapin@bvcp.ru

Абдрахимов Владимир Закирович, доктор технических наук, профессор. Самарский государственный экономический университет. Самара, Российская Федерация
e-mail: 3375892@mail.ru

Дещеревская Елена Владимировна, старший научный сотрудник, Институт физики Земли им. О.Ю. Шмидта РАН. Москва, Российская Федерация
e-mail: eelvl@gmail.com

Кабанцев Олег Васильевич, доктор технических наук, профессор кафедры «Железобетонные и каменные конструкции», Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ). Москва, Российская Федерация
e-mail: ovk531@gmail.com

Полоротова Наталья Андреевна, студентка факультета «Транспортное строительство» ФГБОУ ВО Петербургский Государственный Университет Путей Сообщения им. Александра I. Санкт-Петербург, Российская Федерация
e-mail: polorotova2009@yandex.ru

Павленко Ольга Витальевна, доктор физико-математических наук, главный научный сотрудник, Институт физики Земли им. О.Ю. Шмидта РАН. Москва, Российская Федерация
e-mail: olga@ifz.ru

Смирнова Любовь Николаевна, кандидат технических наук, Ученый секретарь АО «НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация
e-mail: lyubovsmirnova80@gmail.com

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

Чернуха Никита Антонович, начальник отдела, АО «АТОМПРОЕКТ». Санкт-Петербург, Российская Федерация
e-mail: chernukha.n@mail.ru

Уздин Александр Михайлович, доктор технических наук, профессор кафедры «Механика и прочность материалов и конструкций» ФГБОУ ВО Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I. Санкт-Петербург, Российская Федерация
e-mail: uzdin@mail.ru

Умаров Кароматулло Исокович, аспирант, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ). Москва, Российская Федерация
e-mail: Karom_Umarov@list.ru

Information about Authors

Alekseev Andrei G., Ph. D., head of the center for geocryological and geotechnical research of the N. M. Gersevanov research Institute JSC «RCC «Construction», associate Professor of the Department of soil Mechanics and geotechnics of the Moscow State University of Civil Engineering (MGSU). Moscow, Russian Federation
e-mail: adr-alekseev@yandex.ru

Antonov Nikita A., PhD, Head of Dynamic Analysis Department BCP-2, JSC «Atomenergoproekt». Moscow, Russian Federation
e-mail: atyapin@bvcp.ru

Abdrakhimov Vladimir Z., Doctor of Technical Sciences, Professor. Samara State University of Economics. Samara, Russian Federation
e-mail: 3375892@mail.ru

Deshcherevskaya Elena V., senior researcher, The Schmidt Institute of Physics of the Earth, The Russian Academy of Sciences (IPE RAS). Moscow, Russian Federation
e-mail: eelvl@gmail.com

Kabantsev Oleg V., Doctor of Technical Sciences, Professor. National Research Moscow State Civil Engineering University. Moscow, Russian Federation
e-mail: ovk531@gmail.com

Polorotova Natalia A., student, Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University. Saint-Petersburg, Russian Federation
e-mail: polorotova2009@yandex.ru

Pavlenko Olga V., chief researcher, The Schmidt Institute of Physics of the Earth, The Russian Academy of Sciences (IPE RAS). Moscow, Russian Federation
e-mail: olga@ifz.ru

Smirnova Lyubov' N., Candidate of Technical Sciences, JSC Research Center of Construction. Scientific Secretary. Moscow, Russian Federation
e-mail: lyubovsmirnova80@gmail.com

Тяпин Александр Георгиевич, Doctor of Technical Science, Professor, Main Specialist BCP-2 JSC «Atomenergoproekt». Moscow, Russian Federation
e-mail: atyapin@bvcp.ru

Chernukha Nikita A., Head of office, JSC «ATOMPROEKT». Saint Petersburg, Russian Federation
e-mail: chernukha.n@mail.ru

Uzdin Alexander M., Doctor of Technical Sciences, Professor, Department «Mechanics and Strength of Materials and Structures», Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University. Saint-Petersburg, Russian Federation
e-mail: uzdin@mail.ru

Umarov Karomatullo I., postgraduate, National Research Moscow State Civil Engineering University. Moscow, Russian Federation
e-mail: Karom_Umarov@list.ru



17WCEE 17th WORLD CONFERENCE ON EARTHQUAKE ENGINEERING

With Bosai / Disaster Management Expo in Sendai

September 13-18, 2020 at Sendai International Center, Sendai, Japan

Theme: Toward Resilient Society

The conference will cover a wide variety of subjects on earthquake engineering including the following topics:

- ▶ Sendai Framework for Disaster Risk Reduction
- ▶ Post Disaster Recovery and Reconstruction
- ▶ Safety of infrastructures
- ▶ Disaster Mitigation through Trans-disciplinary and International Cooperation
- ▶ Nuclear Power Plants and Their Safety against Earthquakes and Tsunamis
- ▶ New Directions of Earthquake Engineering Technology through Huge-scale Numerical Simulations
- ▶ Effects of Long-lasting and Long-period Ground Motions on Structural Performance
- ▶ Smart Cities and Urban Disaster Mitigation

Important Dates

Call for Abstract :	April 11, 2019
Exhibition Apply Start :	June 3, 2019
Sponsorship Apply Start :	June 3, 2019
Registration Open :	August 1, 2019
Abstract Deadline :	August 30, 2019
Abstract Acceptance Notification :	October 30, 2019
Full Paper Deadline :	January 31, 2020
Exhibition / Sponsorship Apply Deadline :	March 31, 2020

Tel: +81 3-3508-1202, Fax: +81 3-3508-0820

E-mail: 17wcee@convention.co.jp

WWW.17WCEE.JP



НИЦ строительство
научно-исследовательский центр

АКЦИОНЕРНОЕ ОБЩЕСТВО «НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ЦЕНТР «СТРОИТЕЛЬСТВО»



НИИСК
ИМ. В.А. КУЧЕРЕНКО



НИИЖБ
ИМ. А.А. ГВОЗДЕВА



НИИОСП
ИМ. Н.М. ГЕРСЕВАНОВА

АО «НИЦ «Строительство» приглашает на курсы повышения квалификации!

- Повышение квалификации в области инженерных изысканий, проектирования и строительства;
- Повышение квалификации по уникальным программам АО «НИЦ «Строительство»;
- Повышение квалификации по программам ЖКХ;
- Повышение квалификации «Государственные закупки в рамках Федеральной контрактной системы для обеспечения государственных и муниципальных нужд»;
- Программы повышения квалификации для экспертов;
- Возможна разработка индивидуальных программ обучения и учебно-тематических планов.

По окончании курса выдается удостоверение о краткосрочном повышении квалификации и (или) квалификационный аттестат.

Формы обучения:

- очные курсы повышения квалификации (с отрывом от производства);
- заочные курсы повышения квалификации (без отрыва от производства);
- дистанционные курсы повышения квалификации с использованием современных компьютерных технологий, (без отрыва от производства).

АО «НИЦ «Строительство» осуществляет подготовку научных кадров высшей квалификации. Приглашаем в нашу аспирантуру и докторантуру!

В АО «НИЦ «Строительство» работает совет по защите докторских и кандидатских диссертаций Д 303.020.02!

Соискание ученых степеней возможно по следующим направлениям (специальностям):

- 05.23.01 — Строительные конструкции, здания и сооружения (технические науки),
- 05.23.02 — Основания и фундаменты, подземные сооружения (технические науки),
- 05.23.05 — Строительные материалы и изделия (технические науки).

АО «НИЦ «Строительство» имеет бессрочную лицензию на право ведения образовательной деятельности.

Контакты:

Смирнова Екатерина Григорьевна,
начальник отдела подготовки кадров,
тел.: +7 (499) 174-73-84;
e-mail: smirnova@cstroy.ru, cool.opk2012@yandex.ru