

Сейсмостойкость причальной стенки по результатам численного моделирования

В.А. Есиновский¹, М.П. Саинов², Б.А. Зайцев², С.А. Филиппов²

¹Экспертный центр по безопасности гидротехнических сооружений «Гидротехэкспертиза», 105183, г. Москва, Окружной пр., д. 15, корп. 2, оф. 617;

²Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26

АННОТАЦИЯ

Введение. Новые строительные нормы предусматривают существенное увеличение величин сейсмических нагрузок, которые должны воспринимать гидротехнические сооружения. В связи с этим даже в районах с низкой сейсмической активностью может возникнуть проблема обеспечения сейсмостойкости гидротехнических сооружений. Особенно остро это проявляется у причальных сооружений. Как правило, они не столь массивны, чтобы выдержать сейсмические нагрузки. Вопрос о сейсмостойкости причальных сооружений недостаточно изучен. Рассматриваются результаты численного моделирования сейсмостойкости причально-разделительной стенки при 7-балльном землетрясении. Исследовалось сооружение высотой около 24 м, расположенное на не скальном основании.

Материалы и методы. Сейсмостойкость причального сооружения оценивалась путем расчета его напряженно-деформированного состояния при действии сейсмических сил. Расчеты проводились методом конечных элементов. Сейсмические нагрузки на сооружение определялись двумя способами — по линейно-спектральной теории и по динамической теории. Для расчета сейсмических нагрузок определялись 30 низших частот и форм собственных колебаний сооружения совместно с массивом его основания. При расчете по динамической теории сейсмическое воздействие задавалось в виде акселерограммы, принятой для аналогичных условий. Направление сейсмического воздействия принималось горизонтальным.

Результаты. По динамической теории сейсмические нагрузки оказались ниже, чем по линейно-спектральной теории. Однако качественно результаты расчета напряженно-деформированного состояния причального сооружения оказались близки. Было выявлено, что сейсмические силы на причальную стенку будут достигать около четверти от веса сооружения. Под действием таких сил стенка причала потеряет свою устойчивость.

Выводы. Для обеспечения сейсмостойкости рекомендуется объединить причальную стенку и фундаментную плиту в единую монолитную конструкцию, а также усилить нижнюю часть конструкции и облегчить верхнюю.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: сейсмические нагрузки, причальная стенка, устойчивость, динамическая теория, численное моделирование

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Есиновский В.А., Саинов М.П., Зайцев Б.А., Филиппов С.А. Сейсмостойкость причальной стенки по результатам численного моделирования // Строительство: наука и образование. 2018. Т. 8. Вып. 4. Ст. 2. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2018.4.2

Seismic stability of the mooring wall according to the results of numerical simulation

Victor A. Esinovsky¹, Mikhail P. Sainov², Boris A. Zaitsev², Sergey A. Filippov²

¹Expert Center for Safety of Hydraulic Structures "HydrotechExpertise", 15 (2), of. 617 Okružnġy proezd, Moscow, 105183, Russian Federation;

²Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavsġoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. New building codes provide for a significant increase in the magnitude of seismic loads that should be perceived by hydraulic structures. In this regard, even in areas with low seismic activity, there may be a problem of ensuring the seismic stability of hydraulic structures. This is particularly acute in berthing facilities. As a rule, they are not so massive to withstand seismic loads. The issue of seismic stability of berthing facilities has not yet been properly considered. The results of numerical simulation of the seismic stability of the mooring-dividing wall during a 7-point earthquake are considered. A structure about 24 m high located on a non-rock base was investigated.

Materials and methods. The seismic stability of the mooring structure was estimated by calculating its stress-strain state under the action of seismic forces. Calculations were carried out by the finite element method. Seismic loads on the structure were determined in two ways — by linear-spectral theory and by dynamic theory. For the calculation of seismic loads, 30 lower frequencies and the natural mode of the structure were determined together with an array of its base. When calculating according to the dynamic theory, the seismic effect was specified in the form of an accelerogram adopted for similar conditions. The direction of seismic impact was assumed horizontal.

Results. According to the dynamic theory, seismic loads turned out to be lower than according to linear-spectral theory. However, the results of the calculation of the stress-strain state of the mooring structure were close. It was found that the

seismic forces on the mooring wall will reach about a quarter of the weight of the structure. Under the influence of such forces, the mooring wall will lose its stability.

Conclusions. To ensure seismic stability, it is recommended to combine the mooring wall and the base plate into a single monolithic structure, as well as to strengthen the lower part of the structure and facilitate the upper one.

KEYWORDS: seismic loads, mooring wall, stability, dynamic theory, numerical simulation

FOR CITATION: Esinovsky V.A., Sainov M.P., Zaitsev B.A., Filippov S.A. Seismic stability of the mooring wall according to the results of numerical simulation. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2018; 8(4):2. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2018.4.2 (rus.).

ВВЕДЕНИЕ

Современные строительные нормы (СП 14.13330.2014¹) предусматривают существенное увеличение сейсмических нагрузок на гидротехнические сооружения. Поэтому обеспечение их сейсмостойкости является в настоящее время важной проблемой гидротехники. Большое количество работ посвящено вопросам сейсмостойкости бетонных [1–10] и грунтовых [11–21] плотин, хорошо разработана теория расчетов плотин при сейсмических нагрузках. Для расчетов высоких плотин используется метод расчетов, основанный на динамической теории. При расчетах бетонных плотин учитывается наличие трещин в скальном основании [1, 3], а при расчетах грунтовых плотин — упруго-пластический характер деформирования грунтов [13–16], возможность роста порового давления в грунте [10]. Расчеты ведутся для пространственных условий работы плотины совместно с основанием [1, 3, 17].

В то же время сейсмостойкость других видов гидротехнических сооружений — сооружений на водных путях изучена слабо. Это связано с тем, что водные пути, как правило, не располагаются в сейсмически опасных районах, при проектировании гидротехнических сооружений внутренних водных путей в большинстве случаев нет необходимости учитывать сейсмические воздействия. Если такая необходимость возникает, сейсмостойкость этих сооружений оценивается приближенными методами [22].

Однако по новым строительным нормам возникает потребность проверять сейсмостойкость гидротехнических сооружений, расположенных даже в центральной части России. Если сооружение имеет повышенный уровень ответственности, должны применяться более точные методы расчета. Вопрос о сейсмостойкости актуален для судоходных сооружений гидроузлов на Волге.

В соответствии с СП 14.13330.2014, сейсмичность района строительства составляет шесть баллов по шкале MSK-64. Однако основанием судоходных сооружений является мощная толща аллювиальных (в основном песчаных) отложений, поэтому расчетная сейсмичность площадки строительства равна семи баллам. С учетом того, что грунты основания относятся к третьей категории, сейсмическое ускорение должно быть принято равным 0,13 g.

В данной статье рассматриваются результаты расчетного исследования сейсмостойкости причально-разделительной стенки (ПРС) шлюза. Она представляет собой узкую высокую конструкцию, расположенную на фундаментной плите. Общая строительная высота стенки составляет больше 24 м, из них 3,2 м — глубина заложения фундаментной плиты. Ширина стенки составляет 5 м, ширина фундаментной плиты — 15 м. ПРС имеет ячеистую конструкцию. В ней выполнены полости, заполненные песком. В нижней части ПРС выполнены отверстия, через которые свободно проходит вода.

Под фундаментом ПРС залегают аллювиальные отложения толщиной около 40 м, под которыми находится толща коренных осадочных пород. Аллювиальные отложения в основном представлены среднезернистыми песками. Сверху залегают пески средней плотности, ниже — плотные, пески еще глубже — высокой плотности. В нижней части аллювиального слоя располагается слой глины.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Расчеты сейсмостойкости проводились численным методом — методом конечных элементов. Использовались вычислительные программы, составленные к.т.н. М.П. Саиновым.

Расчеты проводились в плоской постановке, для вертикального сечения ПРС. Учет сложного пространственного строения конструкции проводился путем изменения жесткости соответствующих ее элементов. В конечно-элементную модель включалось само сооружение (ПРС) и блок не-скального основания. Размеры блока основания

¹ СП 14.13330.2014. Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81. М.: ФАУ «ФЦС», 2014. 126 с.

были выбраны в соответствии с рекомендациями СП 14.13330.2014. Нижняя граница блока выбрана по кровле коренных пород. Ширина блока составила 150 м, т.е. в 6 раз больше, чем высота сооружения. Принималось, что глубина воды у ПРС составляет 5,9 м.

Расчетная область была разбита на 882 конечных элемента, из них 318 моделировали бетонное сооружение (рис. 1). Еще 32 конечных элемента моделировали нелинейное поведение контакта сооружения с основанием и шва между стенкой и ее фундаментом плитой.

Граничные условия принимались в виде отсутствия перемещений по границам блока основания.

Расчет сейсмостойкости сооружения заключался в определении сейсмических нагрузок на него и в расчете его напряженно-деформированного состояния (НДС) при данных нагрузках. Предварительно потребовалось решить и задачу о НДС сооружения при статических расчетах.

Общая последовательность выполнения расчетов была следующей:

- расчет напряженно-деформированного состояния сооружения и основания при статических нагрузках;

- расчет по определению форм собственных колебаний (ФСК) расчетной области;
- расчеты по определению сейсмических нагрузок на сооружение;
- расчет напряженно-деформированного состояния сооружения и основания при сейсмическом воздействии.

При расчете НДС при статических и сейсмических нагрузках использовалась модель линейного деформирования грунтов. Характеристики деформируемости грунтов при статических нагрузках принимались на основе данных экспериментальных испытаний. Динамические характеристики грунтов принимались в соответствии с Рекомендациями², составленными НИИ транспортного строительства. Для бетона динамический модуль деформации принимался равным 29 000 МПа, коэффициент Пуассона — 0,18. Принятые расчетные характеристики грунтов представлены в табл. 1.

² Методические рекомендации по определению состава, состояния и свойств грунтов сейсмоакустическими методами. М. : НИИ транспортного строительства, 1985. 34 с.

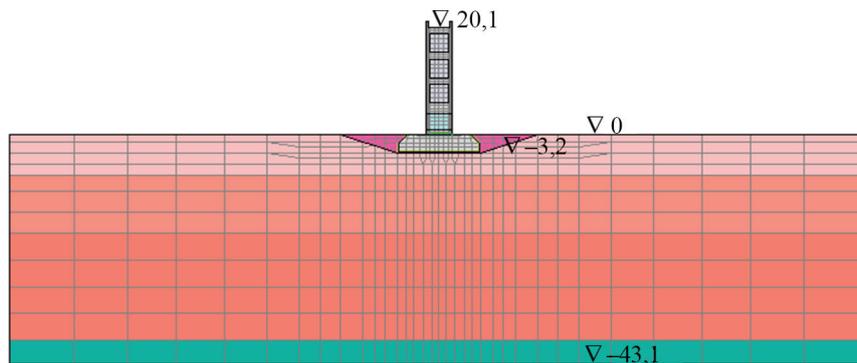


Рис. 1. Конечно-элементная модель сооружения и массива грунтов основания

Табл. 1. Физико-механические свойства материалов расчетной области

Номер	Наименование материала (грунта)	Плотность, т/м ³ (водонас.)	Скорости распространения упругих волн		Динамические характеристики		Статические характеристики	
			v_p , м/с	v_s , м/с	E_d , МПа	ν	$E_{ст}$, МПа	ν
1	Бетон	2,40	2262	3623	29 000	0,18	29 000	0,18
2	Песок среднезернистый средней плотности	2,02	180	1260	195	0,490	27,9	0,35
3	Песок среднезернистый плотный	2,11	200	1200	252	0,486	40,0	0,33
4	Песок среднезернистый очень плотный	2,24	250	1500	416	0,486	44,3	0,30
5	Глина	2,10	500	2000	1540	0,467	43,2	0,35
6	Отсыпка камня	2,25	300	1500	600	0,479	50	0,25

РЕЗУЛЬТАТЫ

Расчет НДС сооружения при статических нагрузках производился с помощью вычислительной программы Nds_N [23]. Расчет велся на нагрузки от собственного веса и гидростатического давления. Для повышения точности результатов в конечно-элементной модели использовались конечные элементы с квадратичной аппроксимацией перемещений. Общее количество степеней свободы составило 5336. Результаты расчета НДС сооружения при статических нагрузках представлены на рис. 2.

По результатам расчета напряжения в ПРС очень малы. Исключение составляет фундаментная плита, взаимодействующая с нескальным основанием. Расчетная осадка сооружения составила 10 см. При осадках происходит изгиб фундаментной плиты, ее нижняя часть испытывает растяжение в горизонтальном направлении, а верхняя часть — сжатие. Сжимающие напряжения в фундаментной плите достигают 2,6 МПа, а растягивающие — 1,5 МПа (рис. 2). Такие напряжения смогут быть восприняты бетоном при надлежащем армировании.

При расчетах ФСК сооружения использовались конечные элементы с квазилинейной аппроксимацией перемещений. Общее количество степеней свободы составило 1796. Наличие в расчетной области воды учитывалось в виде присоединенной массы, определенной по СП 14.13330.2014.

Были определены 30 низших ФСК. Для определения формы и частот собственных колебаний использовался метод итераций подпространства.

Полученные частоты собственных колебаний приведены на рис. 3. Частота первой формы составила 2,0 Гц, частота тридцатой формы — 10,92 Гц. В соответствии с СП 14.13330.2014 данное количество

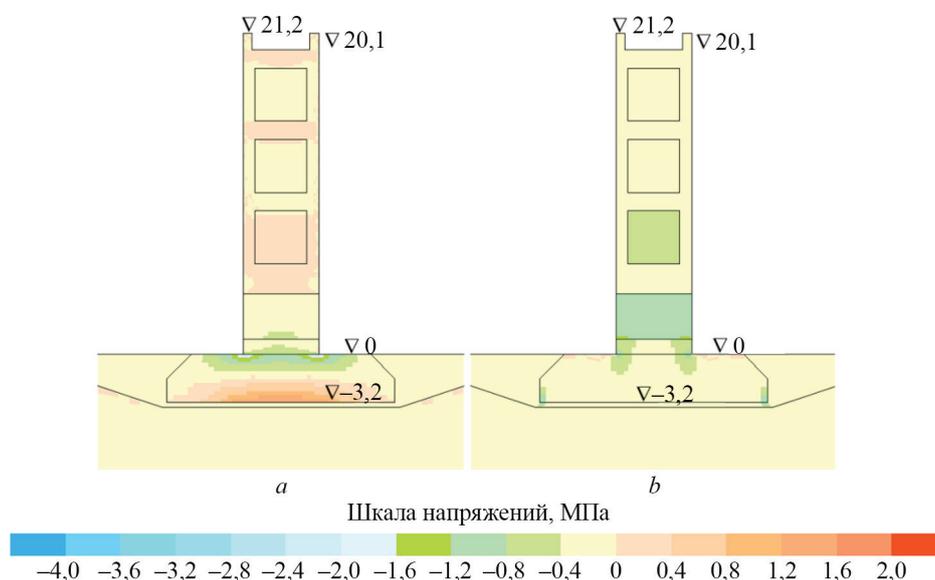


Рис. 2. Напряжения в сооружении при статических нагрузках: а — напряжения в горизонтальном направлении σ_x ; б — напряжения в вертикальном направлении σ_y

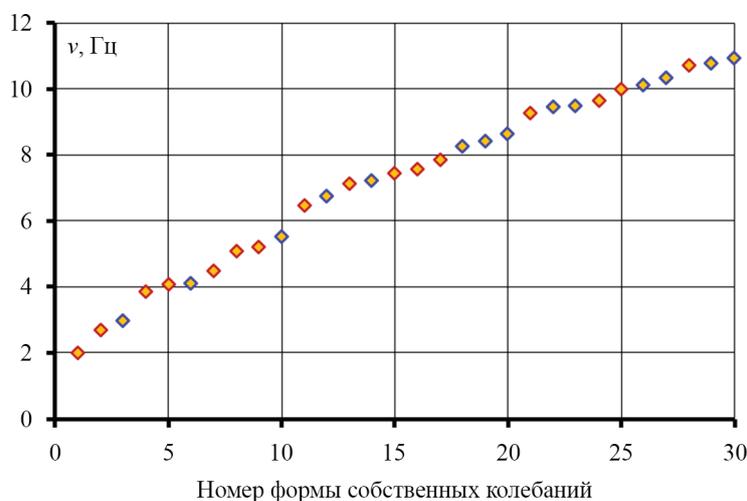


Рис. 3. Частоты собственных колебаний сооружения

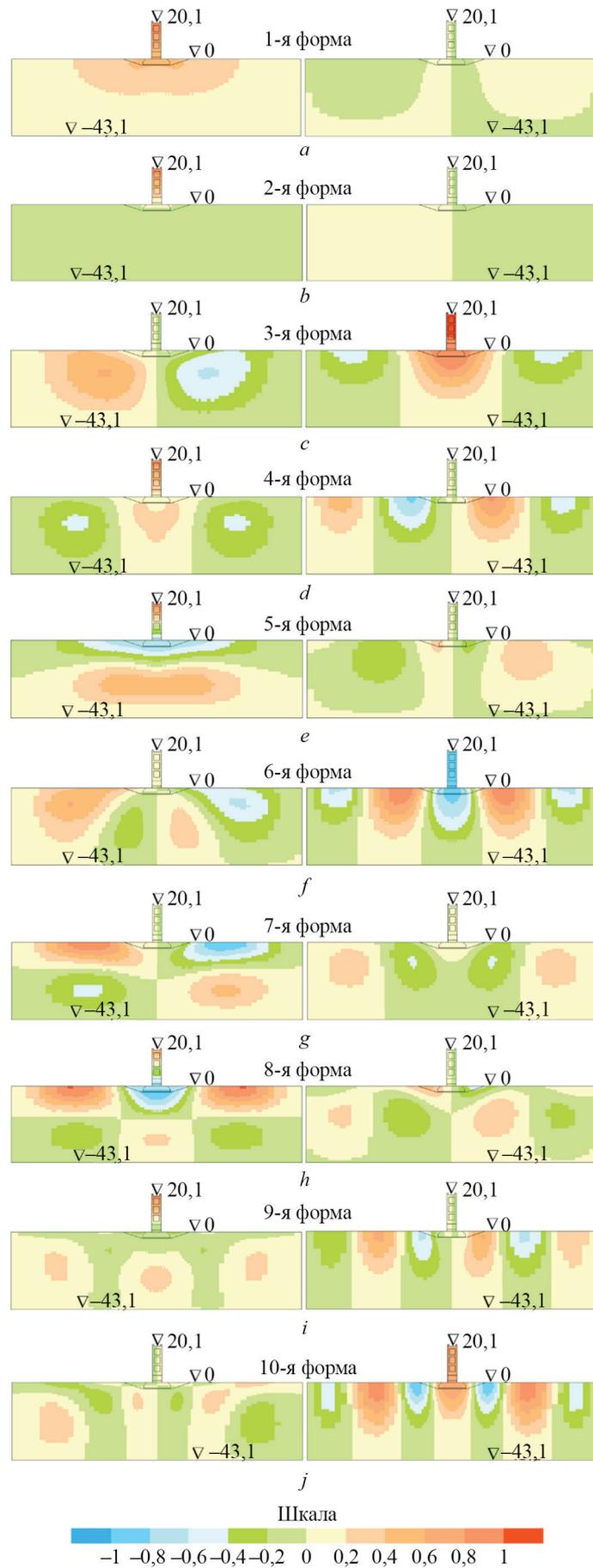


Рис. 4. Десять низших форм собственных колебаний сооружения. Слева показаны колебания в горизонтальном направлении, справа — в вертикальном

ство ФСК является достаточным для обеспечения точности расчетов сейсмостойкости.

Из 30 найденных ФСК 16 имеют колебания преимущественно в горизонтальном направлении. На рис. 4 показаны 10 низших ФСК.

Расчет сейсмических нагрузок производился на сейсмическое воздействие только в горизонтальном направлении. В расчете использовались все 30 низших ФСК, определенных ранее.

Расчеты сейсмических нагрузок производились двумя методами. Так как рассматриваемое сооружение относится ко второму классу, расчет должен производиться по динамической теории (ДТ). Кроме того, для проверки проводился расчет по линейно-спектральной теории (ЛСТ), изложенной в СП 14.13330.2014.

По результатам расчета по простому способу, по ЛСТ, было получено, что ПРС при землетрясении испытывает значительные сейсмические нагрузки. Сейсмическое ускорение на гребне ПРС достигает 0,42 g (рис. 5).

При использовании ДТ сейсмическое воздействие задавалось в виде однокомпонентной акселерограммы (рис. 6). Она была взята по объекту-аналогу, расположенному в Волжско-Камском бассейне и отмасштабирована так, чтобы пиковое ускорение составляло 0,13 g. Продолжительность акселерограммы составляет 40 с, шаг оцифровки акселерограммы — 0,02 с. Максимальное ускоре-

ние наблюдается в момент времени 3,06 с от начала акселерограммы.

При использовании ДТ сейсмические нагрузки на сооружение определялись путем разложения процесса вынужденных колебаний по ФСК, в предположении упругого поведения грунтов. Интегрирование динамического уравнения производилось методом центральных разностей. Шаг интегрирования составлял 0,005 с, что значительно меньше, чем период самой высокой из учитываемых ФСК.

На рис. 7 представлено изменение во времени ускорений линейных осцилляторов, соответствующих ФСК. Расчет показал, что наибольшие инерционные нагрузки сооружения вызывают первая, вторая, третья и девятая ФСК. На рис. 8 показаны максимальные значения ускорений, полученных по ФСК.

Анализ процесса колебаний показал, что наибольшие сдвигающие (горизонтальные) ускорения сооружение испытывает на момент времени 3,06 с от начала землетрясения. В этот момент максимальное ускорение на гребне ПРС достигает 0,33 g (рис. 9). Это примерно на 22 % меньше, чем по ЛСТ. Однако характер распределения ускорений, полученный по ДТ и ЛСТ, примерно совпадает.

Получив сейсмические нагрузки по ЛСТ, был проведен расчет НДС сооружения при восприятии этих нагрузок. Было получено, что при действии сейсмических сил устойчивость ПРС не обеспечи-

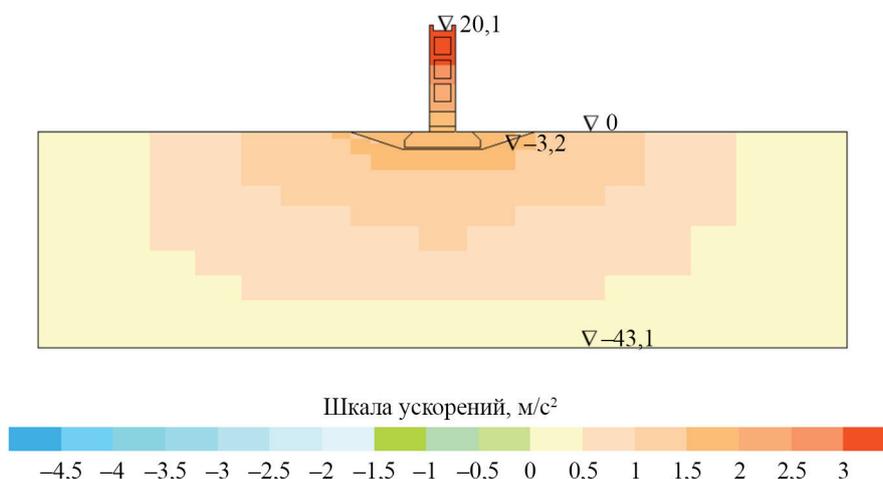


Рис. 5. Распределение горизонтальных ускорений в сооружении при определении по линейно-спектральной теории

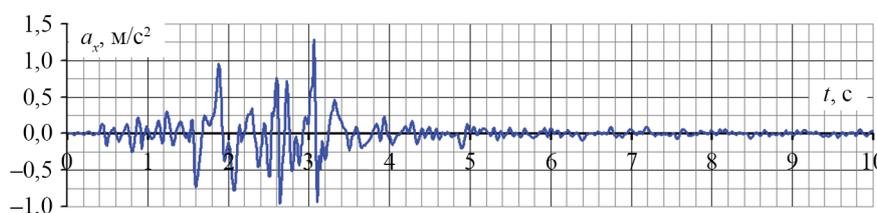


Рис. 6. Расчетная акселерограмма (в интервале времени от 0 до 10 с)

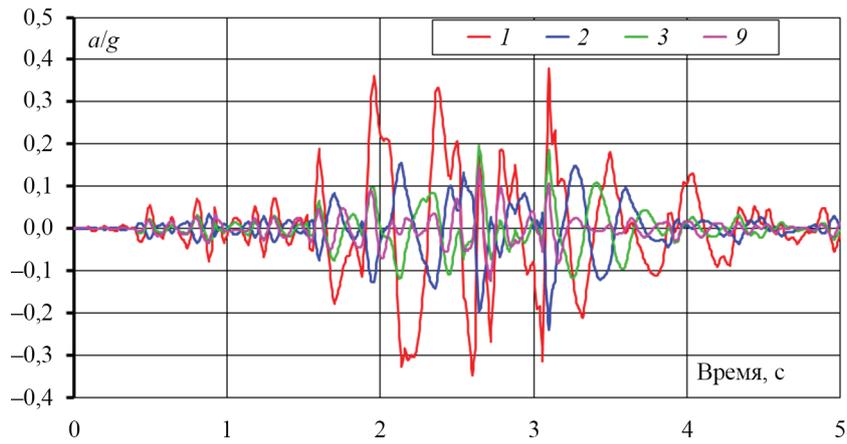


Рис. 7. Изменение во времени максимальных ускорений четырех ФСК

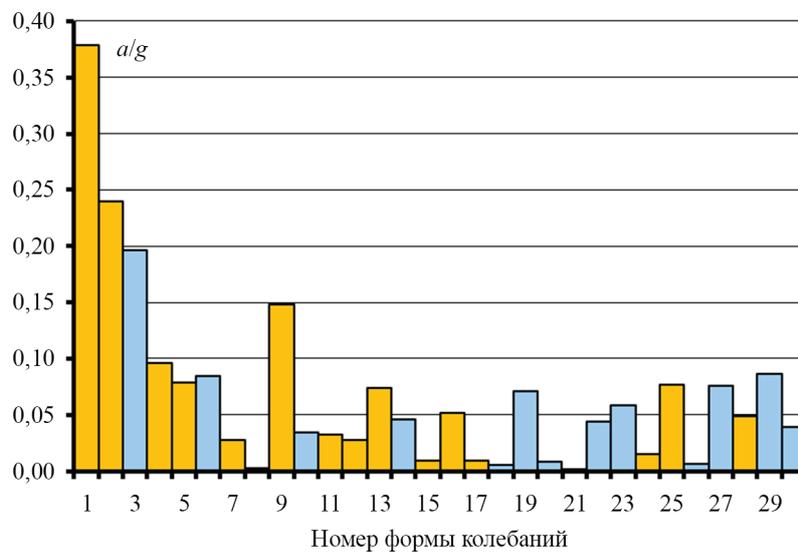


Рис. 8. Максимальные значения ускорений форм собственных колебаний. Желтым цветом показаны ФСК, имеющие преимущественно колебания в горизонтальном направлении, голубым — в вертикальном направлении

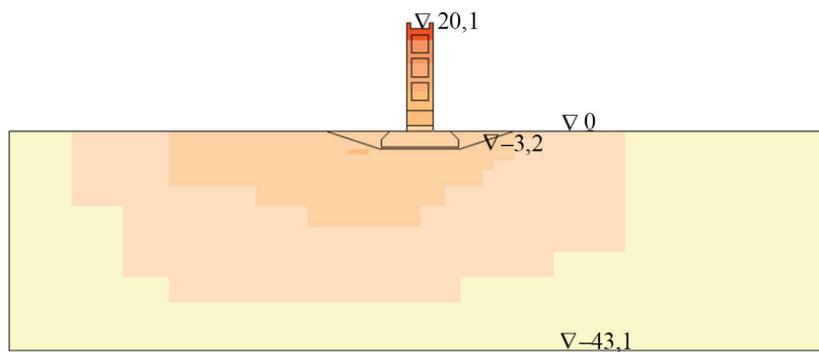


Рис. 9. Распределение горизонтальных ускорений в сооружении при определении по динамической теории (в момент времени 3,06 с от начала землетрясения). Шкалу ускорений см. на рис. 5

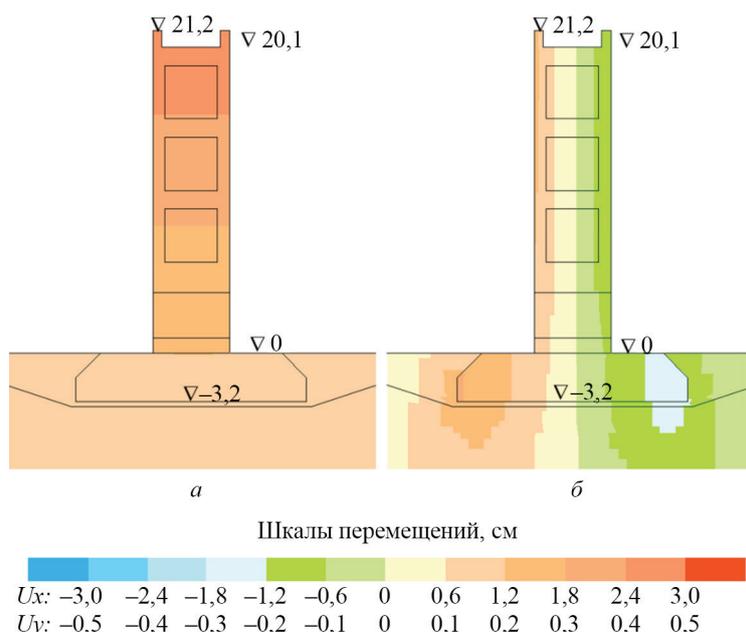


Рис. 10. Приращения перемещений сооружения при сейсмическом воздействии, определенном по линейно-спектральной теории

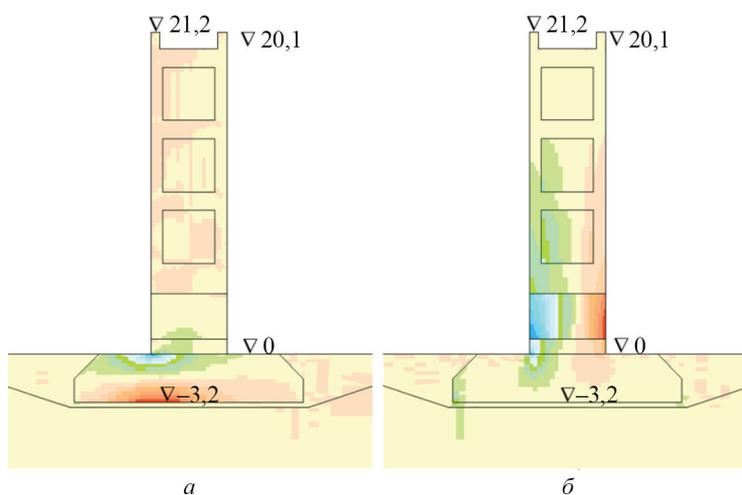


Рис. 11. Напряжения в сооружении при землетрясении при сейсмическом воздействии, определенном по линейно-спектральной теории: *a* — напряжения в горизонтальном направлении σ_x ; *б* — напряжения в вертикальном направлении σ_y . Шкалу напряжений см. на рис. 2

вается — происходит отрыв ее подошвы от фундаментной плиты и последующее опрокидывание.

Для обеспечения устойчивости сооружения можно рекомендовать следующие конструктивные мероприятия:

- облегчить верхнюю часть ПРС, отказавшись от засыпки верхних полостей балластом, для того, чтобы уменьшить сейсмические нагрузки;
- объединить ПРС и фундаментную плиту в монолитную конструкцию, связав их арматурным каркасом.

Наиболее эффективным является омоноличивание конструкции, так как это увеличивает площадь опорной поверхности.

Расчет НДС монолитной конструкции ПРС по ЛСТ показал, что ее опрокидывание не происходит. Максимальное смещение сооружения составляет 2,9 см (рис. 10, *a*). При этом ПРС испытывает деформации изгиба. За счет дополнительного изгиба растягивающие напряжения σ_x в фундаментной плите увеличиваются до 2,6 МПа (рис. 11, *a*). Возникают растягивающие напряжения и в самой ПРС. По расчетам на грани конструкции растягивающие напряжения σ_y достигают 2,2 МПа (рис. 11, *б*). Увеличению растяжения в бетоне способствует наличие в конструкции полостей. Поэтому, чтобы уменьшить растяжение, рекомендуется выполнить ее цельной.

Расчет по ДТ показал, что в разные моменты времени во всех точках ПРС возможно появление растягивающих напряжений σ_y . Однако их максимальные значения также наблюдаются на гранях конструкции. Они немногим меньше, чем по ЛСТ.

ВЫВОДЫ

1. Даже в сейсмически неопасных районах следует проверять сейсмостойкость гидротехнических сооружений. При расчетной сейсмичности площадки строительства семь баллов в рассматриваемом сооружении сейсмические нагрузки оказались

столь велики, что угрожают ему потерей устойчивости.

2. Причальные сооружения являются не столь массивными, чтобы сохранить устойчивость при сейсмических нагрузках. Для обеспечения устойчивости рекомендуется выполнять конструкции причальных стенок монолитными, едиными в совокупности с фундаментной плитой.

3. Сейсмические нагрузки на сооружение, определенные по динамической теории, оказались примерно на четверть меньше, чем по линейно-спектральной теории. Однако это уточнение никак не сказалось на сейсмостойкости сооружения.

ЛИТЕРАТУРА

1. Савич А.И., Бронштейн В.И., Грошев М.Е., Газиев Э.Г., Ильин М.М., Речицкий В.И. и др. Статическое и динамическое поведение Саяно-Шушенской арочно-гравитационной плотины // Гидротехническое строительство. 2013. № 3. С. 2–13. DOI: 10.1007/s10749-013-0418-1
2. Бестужева А.С. Динамические нагрузки в бетонной плотине при землетрясении с учетом упругих свойств основания // Научно-технический вестник Поволжья. 2013. № 6. С. 157–159.
3. Бронштейн В.И., Грошев М.Е., Савич А.И., Речицкий В.В. Исследование влияния различных факторов на напряженно-деформированное состояние и сейсмостойкость плотины Саяно-Шушенской ГЭС методом численного моделирования // Гидротехническое строительство. 2014. № 12. С. 35–43.
4. Цейтлин Б.В. Расчет устойчивости бетонных гидротехнических сооружений на сдвиг при совместном действии статических и сейсмических нагрузок // Известия Всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б.Е. Веденеева. 2013. Т. 268. С. 5–12.
5. Цейтлин Б.В., Витохин Е.Ю., Ле-Захаров С.А., Федоров И.В. Теоретические исследования колебаний бетонных гидротехнических сооружений при действии сейсмических нагрузок // Известия Всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б.Е. Веденеева. 2014. Т. 271. С. 120–137.
6. Lin P., Zheng W., Huang B., Zhang H. Seismic fortification analysis of the Guoduo gravity dam in Tibet, China // Shock and Vibration. 2015. Vol. 2015. Pp. 1–15. URL: <https://www.hindawi.com/journals/sv/2015/396124/> DOI: 10.1155/2015/396124
7. Hariri-Ardebili M.A., Seyed-Kolbadi S.M. Seismic cracking and instability of concrete dams: Smear crack approach // Engineering Failure Analysis. 2015. No. 52. Pp. 45–60. DOI: 10.1016/j.eng-failanal.2015.02.020
8. Alembagheri M., Ghaemian M. Seismic performance evaluation of a jointed arch dam // Structure and Infrastructure Engineering. 2016. No. 12 (2). Pp. 256–274. DOI: 10.1080/15732479.2015.1009124
9. Ansari M.I., Agarwal P. Effects of re-entrant corner on seismic performance of high concrete gravity dams // Procedia Engineering. 2017. Vol. 173. Pp. 1886–1893. DOI: 10.1016/j.proeng.2016.12.246
10. Lu S.S., Shi X. Dynamic stability analysis of arch dam abutment based on strength reduction method // IOP Conference Series: Earth and Environmental Science. 2018. Vol. 153. P. 032037 DOI: 10.1088/1755-1315/153/3/032037
11. Rasskazov L.N., Bestuzheva A.S. Seismic stability of earth dams // Hydrotechnical Construction. 1992. No. 26 (2). Pp. 91–99. DOI: 10.1007/bf01545486
12. Саинов М.П. Влияние скорости распространения упругих волн в основании грунтовых плотин на сейсмические нагрузки // Вестник МГСУ. 2006. № 2. С. 53–62.
13. Бестужева А.С., Нгуен Ф.Л. Динамический и спектральный методы определения сейсмической нагрузки, действующей на сооружение при землетрясении // Вестник МГСУ. 2010. № 1. С. 155–168.
14. Рассказов Л.Н., Бестужева А.С., Лам Н.Ф. Учет «бегущей волны» в пространственных задачах сейсмоустойчивости грунтовых плотин // Гидротехническое строительство. 2010. № 11. С. 47–53.
15. Dakoulas P. Nonlinear seismic response of tall concrete-faced rockfill dams in narrow canyons // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2012. No. 34. Pp. 11–24. DOI: 10.1016/j.soildyn.2011.09.004
16. Бестужева А.С. Особенности пространственной работы плотины с асфальтобетонной диафрагмой при землетрясениях // Гидротехническое строительство. 2014. № 7. С. 9–21.
17. Ameen A.M.S., Ibrahim Z., Othman F. Three-dimensional seismic response analysis for a rockfill dam // Journal of Computational and Theoretical Na-

noscience. 2017. No. 14 (12). Pp. 6003–6013. DOI: 10.1166/jctn.2017.7048

18. *Naeini M., Akhtarpoor A.* Numerical analysis of seismic stability of a high centerline tailings dam // *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2018. No. 107. Pp. 179–194. DOI: 10.1016/j.soildyn.2018.01.019

19. *Nandi N., Chowdhury R., Dutta S.C.* Effect of seepage on change in stress distribution scenario in static and seismic behaviour of earthen dams // *International Journal of Applied Mechanics and Engineering*. 2018. No. 23 (1). Pp. 121–136. DOI: 10.1515/ijame-2018-0008

20. *Jia L., Jingwei Z., Huimin H.* Numerical analysis on dynamic responses of earth-rock dam with polymer anti-seepage wall under seismic load // *Proceedings — 2016 3rd International Conference on Information Science and Control Engineering (ICISCE-2016)*. Pp. 492–496. DOI: 10.1109/ICISCE.2016.112

21. *Dzyuba K.I., Fradkin B.V.* A study of the dam of Kurpsaisk hydro-electric power plant based on the numerical solution of three-dimensional problems of the theory of elasticity // *Hydrotechnical Construction*. 2017. No. 2. Pp. 19–25.

22. *Шановалов О.Е., Шановалов А.О., Руденко О.Е.* Применение вычислительного комплекса SCAD для поверочного расчета причала свайной двухрядной конструкции // *Строительство уникальных зданий и сооружений*. 2015. № 10 (37). С. 81–94.

23. *Саинов М.П.* Вычислительная программа по расчету напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин: опыт создания, методики и алгоритмы // *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2013. Т. 9. № 4. С. 208–225.

Поступила в редакцию 27 сентября 2018 г.

Принята в доработанном виде 17 октября 2018 г.

Одобрена для публикации 27 ноября 2018 г.

ОБ АВТОРАХ: **Есиновский Виктор Аронович** — кандидат технических наук, главный инженер, **Экспертный центр по безопасности гидротехнических сооружений «Гидротехэкспертиза»**, 105183, г. Москва, Окружной пр., д. 15, корп. 2, оф. 617, esinovskiy@gtxexpert.ru;

Саинов Михаил Петрович — кандидат технических наук, доцент кафедры гидравлики и гидротехнического строительства, **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ)**, 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26, mp_sainov@mail.ru;

Зайцев Борис Андреевич — студент, **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ)**, 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26, zaytsev_uefa@mail.ru;

Филиппов Сергей Андреевич — студент, **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ)**, 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26, ss060997@gmail.com.

INTRODUCTION

Modern building codes (SP 14.13330.2014³) provide for a significant increase in seismic loads on hydraulic structures. Therefore, ensuring their seismic stability is currently an important problem of hydraulic engineering. A large number of works are devoted to the issues of seismic stability of concrete [1–10] and ground [11–21] dams, the theory of dam calculations under seismic loads is well developed. For calculations of high dams, a calculation method based on a dynamic theory is used. When calculating concrete dams, the presence of cracks in the rock foundation [1, 3] is taken into account, and when calculating soil dams, the elastic-plastic nature of soil deformation [13–16] and

the possibility of pore pressure in the soil [10] increase. Calculations are carried out for the spatial conditions of the dam together with the base [1, 3, 17].

At the same time, the seismic stability of other types of hydraulic structures — structures on waterways — is poorly studied. This is due to the fact that waterways, as a rule, are not located in seismically hazardous areas, when designing hydraulic structures of inland waterways in most cases there is no need to take seismic effects into account. If such a need arises, the seismic stability of these structures is estimated by approximate methods [22].

However, according to new building regulations, there is a need to check the seismic stability of hydraulic structures, even in the central part of Russia. If the structure has an increased level of responsibility, more accurate calculation methods should be applied. In particular, such a need arose in the design of shipping

³ SP 14.13330.2014. Construction in seismic areas. Updated version of SNiP II-7-81.Moscow, FAA “FCS”, 2014; 126.

structures of the Nizhny Novgorod hydroelectric complex on the Volga River.

In accordance with SP 14.13330.2014, the seismicity of the construction area is six points on the MSK-64 scale. However, the basis of navigation facilities is a thick layer of alluvial (mainly sandy) sediments; therefore, the calculated seismicity of the construction site is seven points. In view of the fact that the soils of the base belong to the third category, the seismic acceleration should be taken to be 0.13 g.

This article discusses the results of the calculated analysis of the seismic stability of the mooring-dividing wall (MDW) of the gateway. It is a narrow high structure located on the base plate. The total construction height of the wall is more than 24 m, of which 3.2 m is the depth of the foundation slab. The width of the wall is 5 m, the width of the base plate is 15 m. The MDW has a cellular structure. It has cavities filled with sand. In the lower part of the MDW holes are made through which water passes freely.

Alluvial deposits with a thickness of about 40 m, under which there is a thickness of indigenous sedimentary rocks, lie under the foundation of the MDW. Alluvial deposits are mainly represented by medium-grained sands. The upper sands lie above the average density, below — dense, the sands even deeper — high density. At the bottom of the alluvial layer is a layer of clay.

MATERIALS AND METHODS

Calculations of seismic stability were carried out by a numerical method — by the finite element method. We used computational programs compiled by Candidate of Engineering Sciences M.P. Sainov.

The calculations were carried out in a flat formulation for the vertical section of the MDW. Taking into account the complex spatial structure of the structure was carried out by changing the stiffness of its corresponding elements. The finite element model included the structure itself (MDW) and the block of non-rock base. The dimensions of the base unit were chosen in accordance with the recommendations of SP

14.13330.2014. The lower boundary of the block is selected on the top of the bedrock. The block width was 150 m, i.e. 6 times more than the height of the structure. It was assumed that the water depth at the MDW is 5.9 m. The computational domain was divided into 882 finite elements, of which 318 modeled a concrete structure (Fig. 1). Another 32 finite elements modeled the nonlinear behavior of the contact of the structure with the base and the joint between the wall and its base plate.

Boundary conditions were accepted as the absence of displacements along the boundaries of the base block.

Calculation of seismic stability of the structure was to determine the seismic loads on it and to calculate its stress-strain state (SSS) at these loads. Previously, it was necessary to solve the problem of SSS facilities in static calculations.

The general sequence of the calculations was as follows:

- calculation of the stress-strain state of the structure and foundation under static loads;
- calculation to determine the forms of natural mode (FNM) of the computational domain;
- calculations to determine the seismic loads on the structure;
- calculation of the stress-strain state of the structure and foundation under seismic impact.

When calculating the SSS at static and seismic loads, the model of linear deformation of soils was used. Characteristics of soil deformability under static loads were taken on the basis of experimental data. Dynamic characteristics of soils were taken in accordance with the Recommendations⁴ made by the research Institute of transport construction. For concrete, the dynamic modulus of deformation was taken to be 29 000 MPa, Poisson's ratio — 0.18. The accepted design characteristics of the soil are presented in Table. 1.

⁴ Guidelines for determining the composition, condition and properties of soils by seismic and acoustic methods. Moscow, Research Institute of transport construction, 1985; 34.

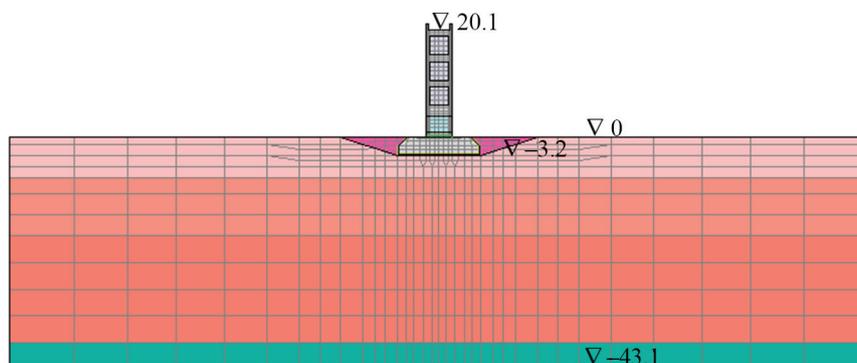


Fig. 1. Finite element model of the construction and of the massif soil

Table 1. Physical and mechanical properties of the materials of the calculated area

No.	The name of the material (soil)	Density, t/m ³ (water pump)	Speeds spread of the elastic waves		Dynamic characteristics		Static characteristics	
			v_p , m/s	v_s , m/s	E_d , MPa	ν	E_{st} , MPa	ν
1	Concrete	2.40	2262	3623	29 000	0.18	29 000	0.18
2	Medium-grained medium density sand	2.02	180	1260	195	0.490	27.9	0.35
3	Medium-grained dense sand	2.11	200	1200	252	0.486	40.0	0.33
4	Medium-grained sand is very dense	2.24	250	1500	416	0.486	44.3	0.30
5	Clay	2.10	500	2000	1540	0.467	43.2	0.35
6	Dumping of stone	2.25	300	1500	600	0.479	50	0.25

RESULTS

The calculation of the SSS of a structure under static loads was performed using the Nds_N computer program [23]. The calculation was carried out on the load from its own weight and hydrostatic pressure. To improve the accuracy of the results in the finite element model, finite elements with quadratic approximation of displacements were used. The total number of degrees of freedom was 5336. The results of calculating the SSS of the structure under static loads are presented in Fig. 2.

According to the results of the calculation of the voltage in the MDW are very small. An exception is the base plate, which interacts with a non-rock base. The estimated draft of the structure was 10 cm. When precipitation occurs, the base plate bends, its lower part experiences a stretching in the horizontal direction, and

the upper part experiences compression. Compressive stresses in the base plate reach 2.6 MPa, and tensile stresses 1.5 MPa (Fig. 2). Such stresses can be perceived by concrete with proper reinforcement.

Finite elements with quasilinear approximation of displacements were used in the calculations of the natural mode structures. The total number of degrees of freedom was 1796. The presence of water in the computational domain was taken into account in the form of an added mass, determined in accordance with SP 14.13330.2014.

30 lower FSK were identified. To determine the shape and frequency of natural oscillations, the method of iterations of the subspace was used.

The obtained natural frequencies are shown in Fig. 3. The frequency of the first form was 2.0 Hz, the frequency of the thirtieth form — 10.92 Hz. In

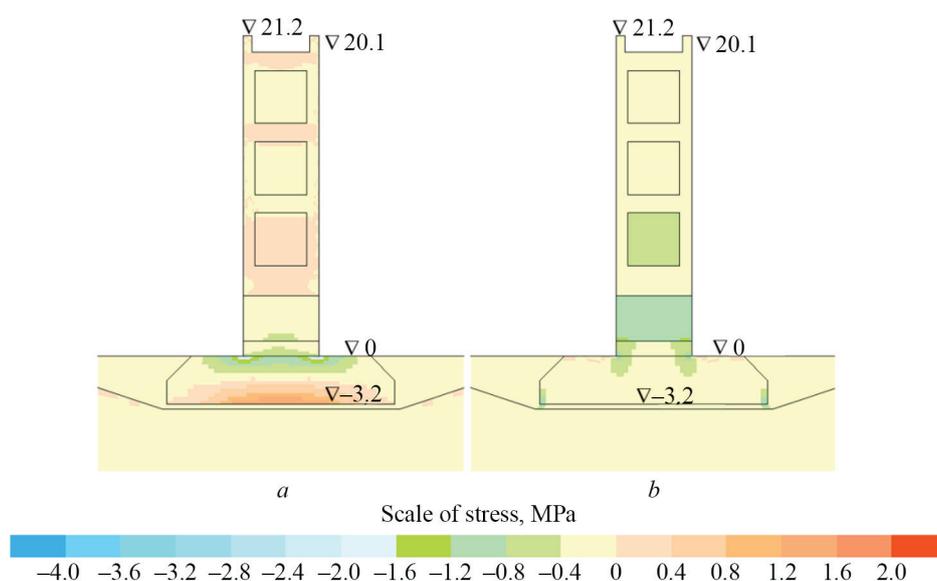


Fig. 2. Stresses in the structure under static loads: *a* — stresses in the horizontal direction σ_x , *b* — stresses in the vertical direction σ_y

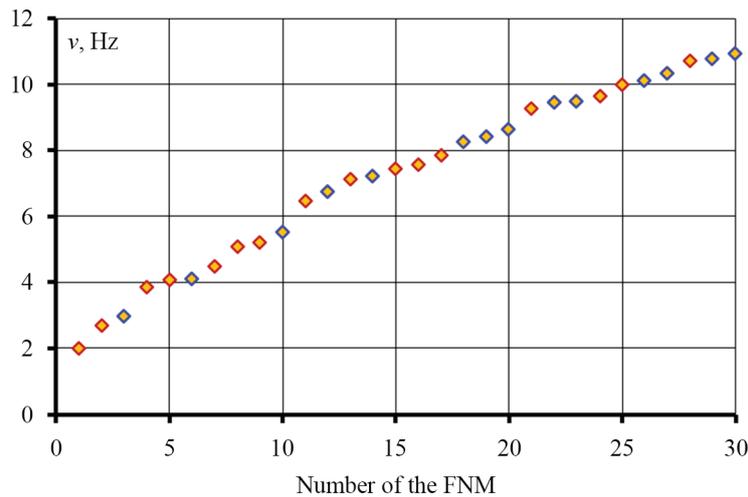


Fig. 3. Frequencies of natural oscillations of the structure

accordance with SP 14.13330.2014, this number of natural mode is sufficient to ensure the accuracy of seismic stability calculations.

16 of the 30 forms of FNM have oscillations mainly in the horizontal direction. Figure 4 shows the 10 lower FNM.

The calculation of seismic loads was made on the seismic impact only in the horizontal direction. The calculation used all 30 of the lower FNM defined previously.

Calculations of seismic loads were made by two methods. Since the structure under consideration belongs to the second class, the calculation should be made according to the dynamic theory (DT). In addition, to verify the calculation was carried out on the linear-spectral theory (LST), described in SP 14.13330.2014.

According to the results of the calculation using the simple method, according to the LST, it was found that the MDW under earthquake experiences significant seismic loads. Seismic acceleration on the crest of the MDW reaches 0.42 g (Fig. 5).

When using DT, the seismic impact was set in the form of a single-component accelerogram (Fig. 6). It was taken from a similar facility located in the Volga-Kama basin and scaled so that the peak acceleration was 0.13 g. Accelerogram duration is 40 s, accelerogram digitization step is 0.02 s. The maximum acceleration is observed at time 3.06 from the beginning of the accelerogram.

When using DT seismic loads on the structure were determined by decomposing the process of forced oscillations in the FNM, assuming the elastic behavior of soils. The integration of the dynamic equation was performed by the method of central differences. The integration step was 0.005 s, which is significantly less than the period of the highest FNM taken into account.

Figure 7 shows the time variation of the accelerations of linear oscillators corresponding to FNM. The calculation showed that the first, second, third and ninth FNM cause the largest inertial loads of the structure. Figure 8 shows the maximum acceleration values obtained by FNM.

An analysis of the oscillation process showed that the structure experiences the greatest shear (horizontal) acceleration at a time point of 3.06 s from the start of the earthquake. At this point, the maximum acceleration on the crest of the MDW reaches 0.33 g (Fig. 9). This is about 22 % less than the LST. However, the nature of the acceleration distribution obtained by DT and LST is approximately the same.

Having received seismic loads on the LST, the SSS of the structure was calculated for the perception of these loads. It was obtained that under the action of seismic forces, the stability of the MDW is not ensured — its sole is torn off from the base plate and the subsequent tilting.

To ensure the stability of the structure, the following structural measures can be recommended:

- to facilitate the upper part of the MDW by refusing to backfill the upper cavities with ballast in order to reduce seismic loads;
- to combine MDW and base plate in a monolithic structure, linking them with a reinforcement cage.

The most effective is the monolithic design, as this increases the area of the supporting surface.

The calculation of the SSS of the monolithic structure of the MDW on the LST showed that its tipping does not occur. The maximum displacement of the structure is 2.9 cm (Fig. 10, a). When this MDW is experiencing strain bending. Due to the additional bending, tensile stresses σ_x in the base plate increase to 2.6 MPa (Fig. 11, a). According to calculations on the verge of construction, tensile stresses σ_y reach 2.2 MPa (Fig. 11, b). The increase in tension in the concrete con-

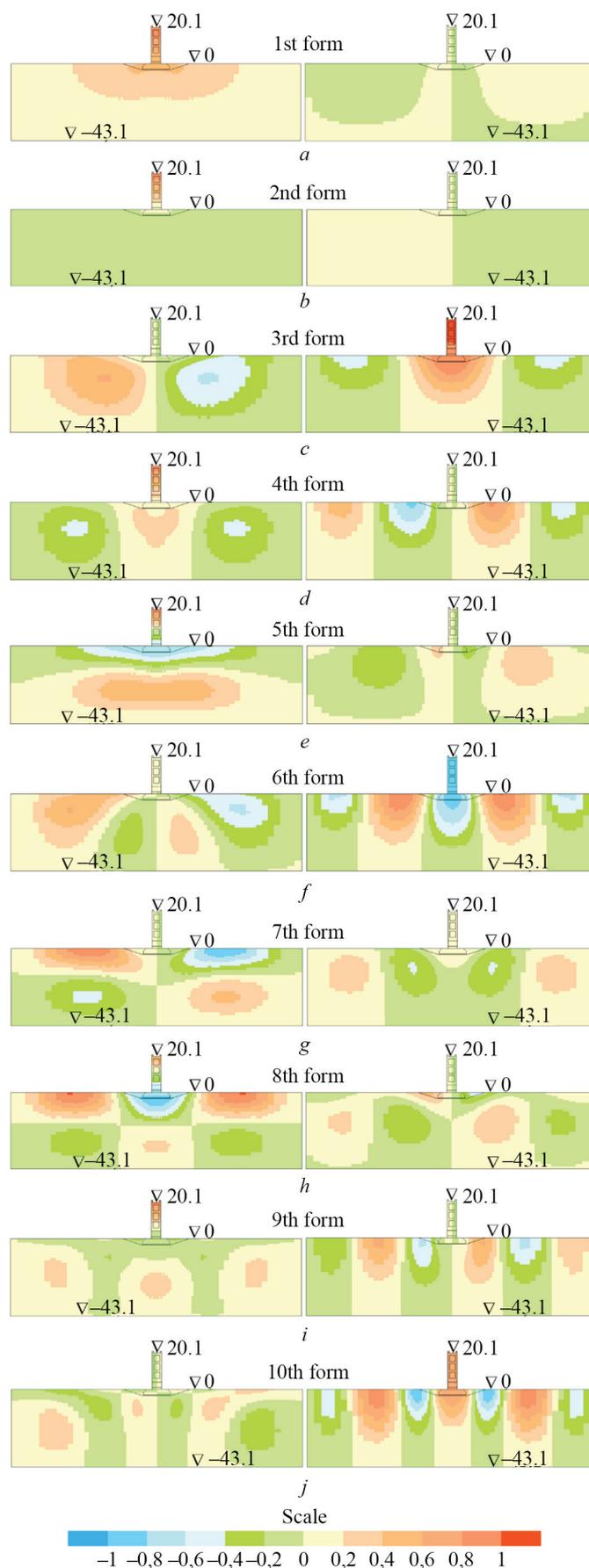


Fig. 4. Ten lower forms of natural modes structures. The left shows the oscillations in the horizontal direction, the right — in the vertical

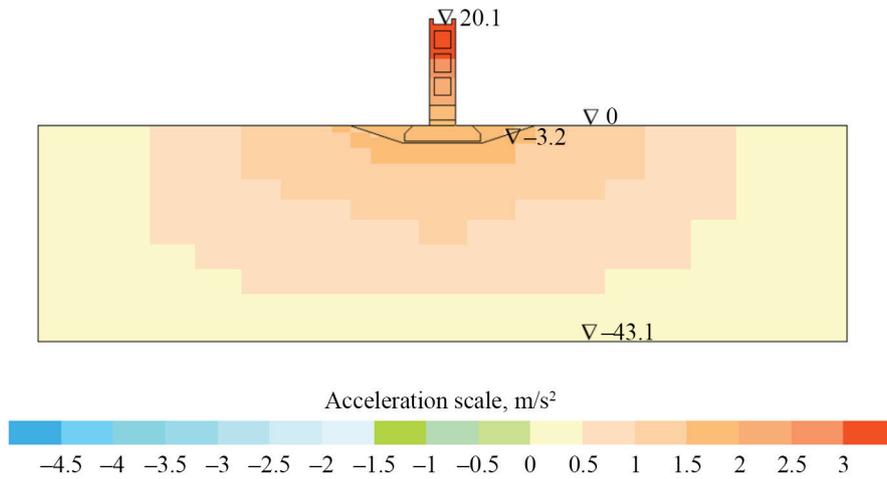


Fig. 5. The distribution of horizontal accelerations in the structure when determining by linear-spectral theory

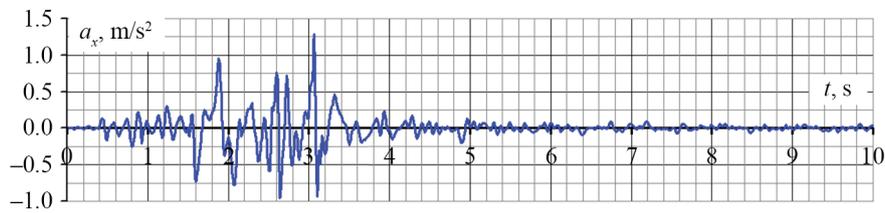


Fig. 6. Calculated accelerogram (in the time interval from 0 to 10 s)

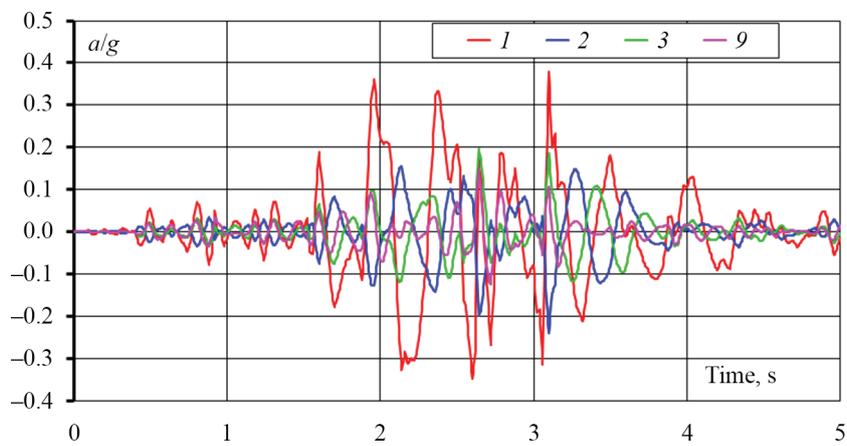


Fig. 7. The change in time of the maximum accelerations of four FNM

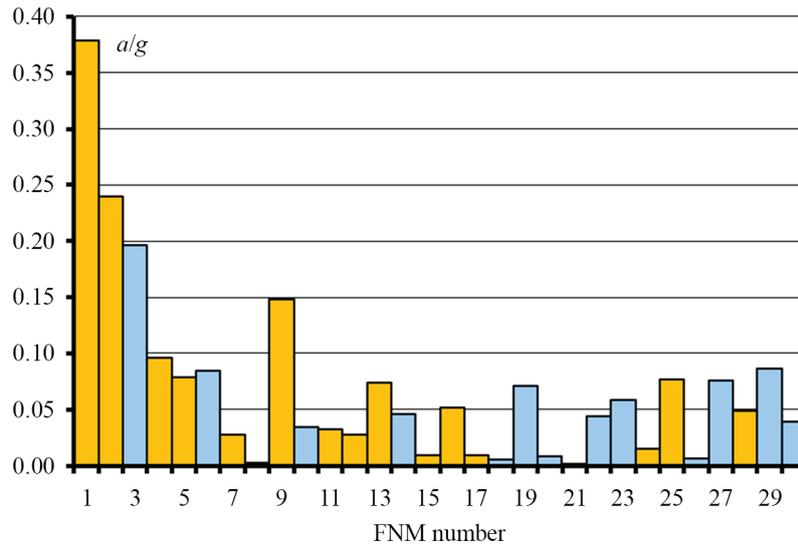


Fig. 8. The maximum values of the accelerations of the natural mode forms. FNM is shown in yellow, with predominantly oscillations in the horizontal direction, blue in the vertical direction

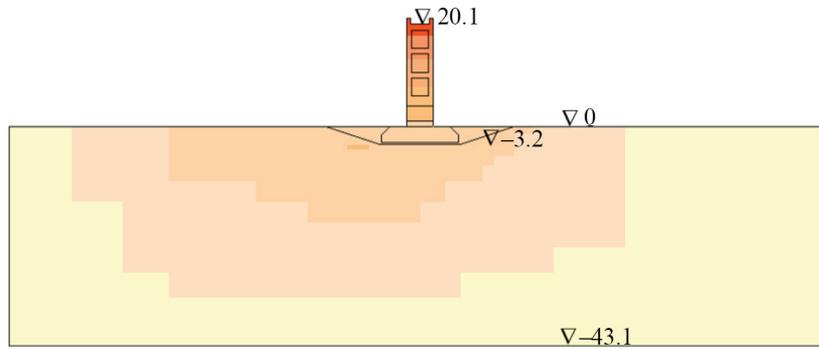


Fig. 9. The distribution of horizontal accelerations in the structure when determining according to the dynamic theory (at the moment of time 3.06 s from the start of the earthquake). The scale of acceleration is shown in fig. 5

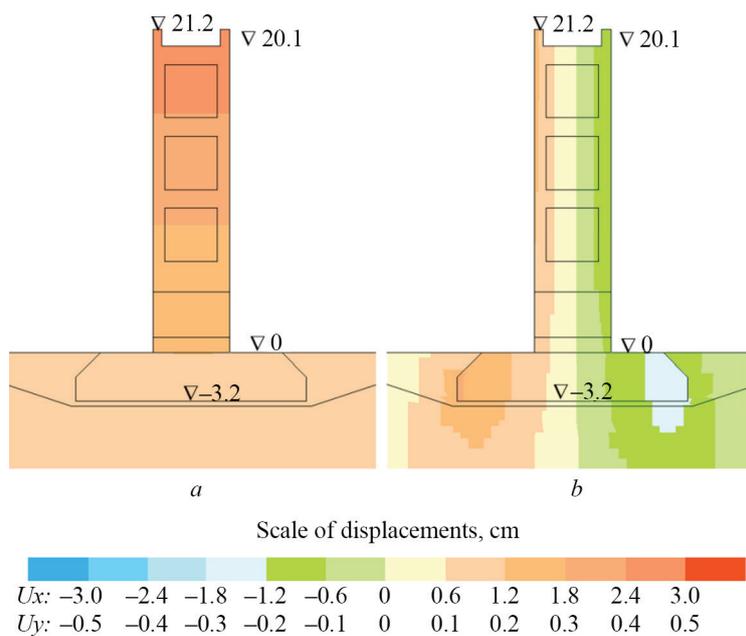


Fig. 10. Increments in displacement of a structure during seismic impact, determined by linear spectral theory

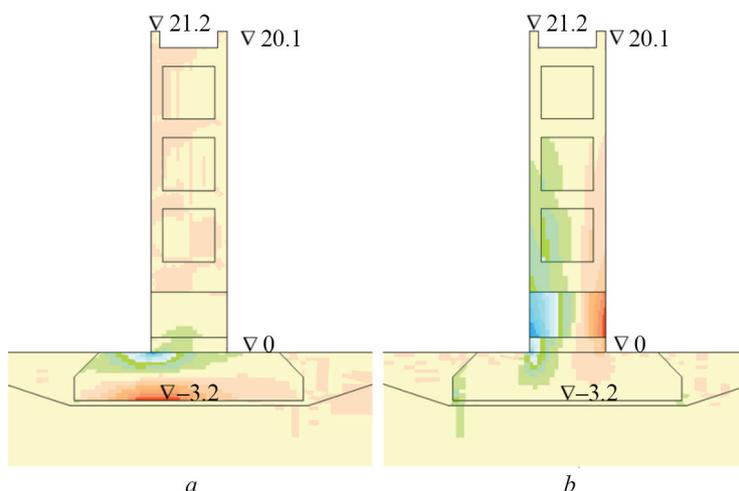


Fig. 11. Stresses in the structure during an earthquake under seismic impact, determined by linear-spectral theory: *a* — stresses in the horizontal direction σ_x ; *b* — stresses in the vertical direction σ_y . Scale voltage, see fig. 2

tributes to the presence of cavities in the design. Therefore, in order to reduce stretching, it is recommended to perform it in one piece.

The calculation by the DT showed that at different points in time at all points of the MDW, tensile stresses σ_y may appear. However, their maximum values are also observed on the edges of the structure. They are slightly less than on the LST.

CONCLUSION

1. Even in seismically non-hazardous areas, seismic stability of hydraulic structures should

be checked. With the estimated seismicity of the construction site, seven points in the structure under consideration have seismic loads that are so great that they threaten the loss of stability.

2. Mooring facilities are not so massive as to maintain stability under seismic loads. To ensure stability, it is recommended to carry out the construction of the mooring walls as monolithic, uniform together with the base plate.

3. Seismic loads on the structure, determined by the dynamic theory, were about a quarter less than the linear-spectral theory. However, this clarification did not affect the seismic stability of the structure.

REFERENCES

1. Savich A.I., Bronshtejn V.I., Groshev M.E., Gaziev E.G., Il'in M.M., Rechickij V.I. et al. TSSGNÉO suggestions for refinement of safety criteria for dam at the Sayano-Shushenskaya HPP. *Power Technology and Engineering*. 2013; 3:2-13. DOI: 10.1007/s10749-013-0418-1 (rus.).
2. Bestusheva A.S. Dynamic loads in a concrete dam with an earthquake of the elastic properties reason. *Scientific and Technical Bulletin of the Volga region*. 2013; 6:157-159. (rus.).
3. Bronshtejn V.I., Groshev M.E., Savich A.I., Rechickij V.I. Study of the influence of various factors on the stress-strain state and seismic resistance of the dam of the Sayano-Shushenskaya HPP using numerical simulation. *Hydraulic Engineering*. 2014; 12:35-43. (rus.).
4. Tseitlin B.V. Calculation of the stability of concrete hydraulic structures on the shift under the combined action of static and seismic loads. *Proceedings of the All-Russian Research Institute of Hydraulic Engineering named after B.E. Vedeneyev*. 2013; 268:5-12. (rus.).
5. Tseitlin B.V., Vitokhin E.Yu., Le-Zakharov S.A., Fyodorov I.V. Theoretical research of fluctuations of the concrete hydroengineering structures at seismic loads. *Proceedings of the All-Russian Research Institute of Hydraulic Engineering named after B.E. Vedeneyev*. 2014; 271:120-137. (rus.).
6. Lin P., Zheng W., Huang B., Zhang H. Seismic fortification analysis of the Guoduo gravity dam in Tibet, China. *Shock and Vibration*. 2015; 2015:1-15. URL: <https://www.hindawi.com/journals/sv/2015/396124/> DOI: 10.1155/2015/396124
7. Hariri-Ardebili M.A., Seyed-Kolbadi S.M. Seismic cracking and instability of concrete dams: Smearred crack approach. *Engineering Failure Analysis*. 2015; 52:45-60. DOI: 10.1016/j.engfailanal.2015.02.020
8. Alembagheri M., Ghaemian M. Seismic performance evaluation of a jointed arch dam. *Structure and*

Infrastructure Engineering. 2016; 12(2):256-274. DOI: 10.1080/15732479.2015.1009124

9. Ansari M.I., Agarwal P. Effects of re-entrant corner on seismic performance of high concrete gravity dams. *Procedia Engineering*. 2017; 173:1886-1893.

10. Lu S.S., Shi X. Dynamic Stability Analysis of arch dam abutment based on strength reduction method. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*. 2018; 153:032037. DOI: 10.1088/1755-1315/153/3/032037

11. Rasskazov L.N., Bestuzheva A.S. Seismic stability of earth dams. *Hydrotechnical Construction*. 1992; 26(2):91-99. DOI: 10.1007/bf01545486

12. Sainov M.P. [Influence of the propagation velocity of elastic waves at the base of earth dams on seismic loads]. *Vestnik MGSU* [Proceeding of Moscow State University of Civil Engineering]. 2006; 2:53-62. (rus.).

13. Bestuzheva A.S., Nguyen F.L. [Dynamic and spectral methods for determining the seismic load acting on a structure during an earthquake]. *Vestnik MGSU* [Proceeding of Moscow State University of Civil Engineering]. 2010; 1:155-168. (rus.).

14. Rasskazov L.N., Bestuzheva A.S., Lam N.F. [Consideration of the “traveling wave” in spatial problems of seismic resistance of earth dams]. *Hydraulic Engineering*. 2010; 11:47-53. (rus.).

15. Dakoulas P. Nonlinear seismic response of tall concrete-faced rockfill dams in narrow canyons. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2012; 34:11-24. DOI: 10.1016/j.soildyn.2011.09.004

16. Bestuzheva A.S. Features of the spatial work of the dam with asphalt concrete diaphragm during earthquakes. *Hydraulic Engineering*. 2014; 7:9-21. (rus.).

17. Ameen A.M.S., Ibrahim Z., Othman F. Three-dimensional seismic response analysis for a rockfill dam. *Journal of Computational and Theoretical Nanoscience*. 2017; 14(12):6003-6013. DOI: 10.1166/jctn.2017.7048

18. Naeini M., Akhtarpour A. Numerical analysis of seismic stability of a high centerline tailings dam. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2018; 107:179-194. DOI: 10.1016/j.soildyn.2018.01.019

19. Nandi N., Chowdhury R., Dutta S.C. Effect of seepage on change in stress distribution scenario in static and seismic behaviour of earthen dams. *International Journal of Applied Mechanics and Engineering*. 2018; 23(1):121-136. DOI: 10.1515/ijame-2018-0008

20. Jia L., Jingwei Z., Huimin H. Numerical analysis on dynamic responses of earth-rock dam with polymer anti-seepage wall under seismic load. *Proceedings — 2016 3rd International Conference on Information Science and Control Engineering (ICISCE-2016)*; 492-496. DOI: 10.1109/ICISCE.2016.112

21. Dzyuba K.I., Fradkin B.V. A study of the dam of Kurpsaisk hydro-electric power plant based on the numerical solution of three-dimensional problems of the theory of elasticity. *Hydrotechnical Construction*. 2017; 2:19-25.

22. Shapovalov O.Ye., Shapovalov A.O., Rodenko O.Ye. Application of computing complex SCAD for checking calculation of the two-lane sheet-piled wharf structure. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2015; 10(37):81-94. (rus.).

23. Sainov M.P. Computational program for calculating the stress-strain state of earthen dams: the experience of creation, methods and algorithms. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2013; 9(4):208-225. (rus.).

Received September 27, 2018

Adopted in a modified form October 17, 2018

Approved for publication November 27, 2018

ABOUT THE AUTHORS: **Victor A. Esinovsky** — Candidate of Technical Sciences, Chief Engineer, **Expert Center for Safety of Hydraulic Structures “HydrotechExpertise”**, 15 (2), of. 617 Okružnoy proezd, Moscow, 105183, Russian Federation, esinovskiy@gtexpert.ru;

Mikhail P. Sainov — Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Hydraulics and Hydraulic Engineering, **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**, 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation, mp_sainov@mail.ru;

Boris A. Zaitsev — a student, **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**, 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation, zaitsev_uefa@mail.ru;

Sergey A. Filippov — a student, **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**, 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation, ss060997@gmail.com.