

## Расчет строительных конструкций

### РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЁТНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НАПЛАВНЫХ БЛОКОВ СЕВЕРНОЙ ПЭС

С. П. НОВИКОВ, инженер

ОАО «Научно-исследовательский институт энергетических сооружений»,

г. Москва, Строительный проезд, д. 7а

nsp@niies.ru

*Приводятся результаты расчетов напряженно-деформированного состояния и прочности железобетонных наплавных блоков приливных электростанций методом конечных элементов. Обосновывается предложение по установке наплавных блоков на основание без его предварительной подготовки, в том числе с учетом сейсмических воздействий.*

**КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА:** приливные электростанции, железобетонные наплавные блоки, метод конечных элементов, задачи теории упругости, главные напряжения, обоснование проектных решений.

Одной из важнейших задач при возведении сооружений приливных электростанций (ПЭС) с применением наплавных железобетонных блоков является их установка на основание. Подготовка основания путем отрывки подводного котлована представляется трудоемкой и дорогостоящей. Была предложена посадка наплавного блока на основание без его предварительной подготовки (если это позволяют физико – механические характеристики основания). Предлагаемый подход представляется возможным для реализации при проектировании Северной ПЭС в Баренцевом море.

В целях обоснования предлагаемого решения были выполнены расчеты напряженно-деформированного состояния (НДС) и прочности железобетонных конструкций наплавных блоков, предназначенных для перекрытия створов без предварительной подготовки основания. Объектом расчетных исследований является железобетонная конструкция блока (секции) глухой части плотины, совмещённой с основанием.

Конструкция наплавного блока представлена на рис. 1 и рис. 2. Наплавной блок представляет собой доковую конструкцию. Внешняя стенка блока имеет толщину 50 см, внутренняя стенка – 30 см, внутренние переборки толщиной 30 см располагаются с шагом 5 м. В верхней части конструкции предусмотрены поперечные ригели высотой сечения 5 м и шириной 30 см, располагаемые также с шагом 5 м. Верх блока перекрыт монолитной плитой толщиной 22 см, а шахты – плитами размером 5х5 м по периметру блока. Железобетонные ригели и перекрытие обеспечивают жёсткость конструкции, а также проезд строительной техники и автомобильного транспорта при балластировке блока.

В эксплуатационный период проезд используется для обслуживания станционного хозяйства. В блоке предусмотрена ячеистая конструкция размером 5 х 5 м при толщине стенок 10 см, достигающая отметки –12.00 м. Данная конструкция предназначена для посадки блока в створе, чтобы во время заполнения внутренней части блока водой исключить скатывание воды на одну из сторон блока и обеспечить возможность регулировать равномерность посадки на основание. Запроектирована килевая переборка по оси блока между внешним и внутренним контуром, служащая тем же целям. Объём воды, поступивший в центральную часть блока при его посадке, в дальнейшем не откачивается и служит балластом в эксплуатационный период.

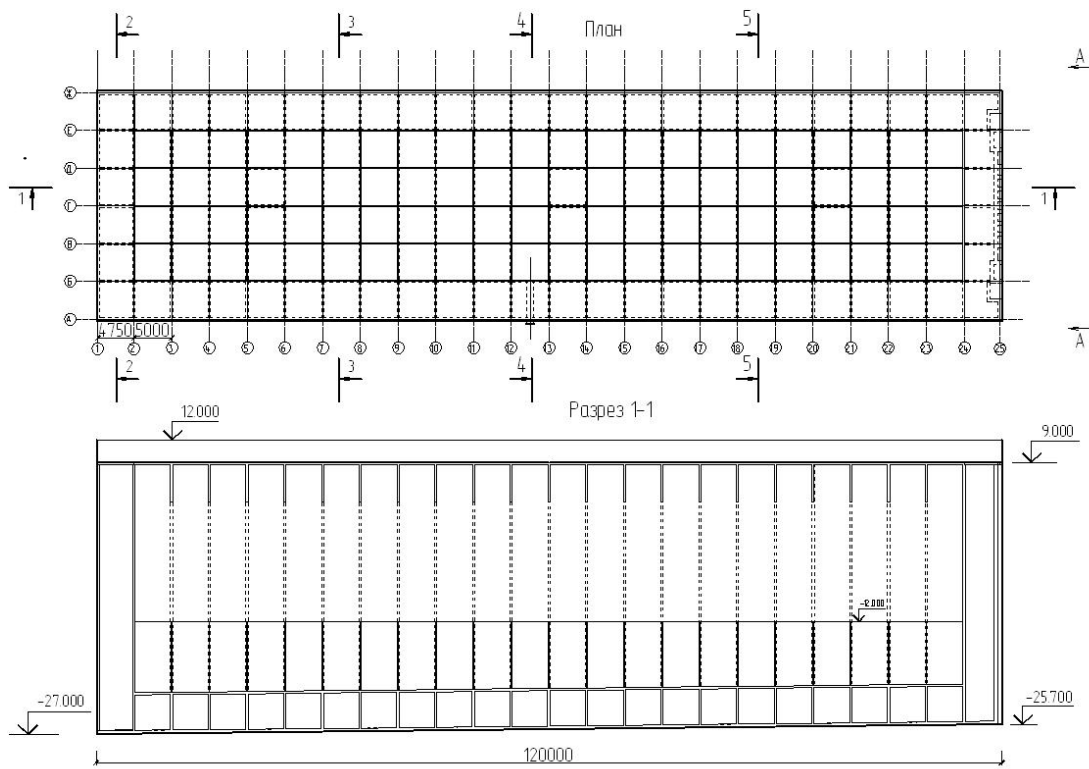


Рис. 1

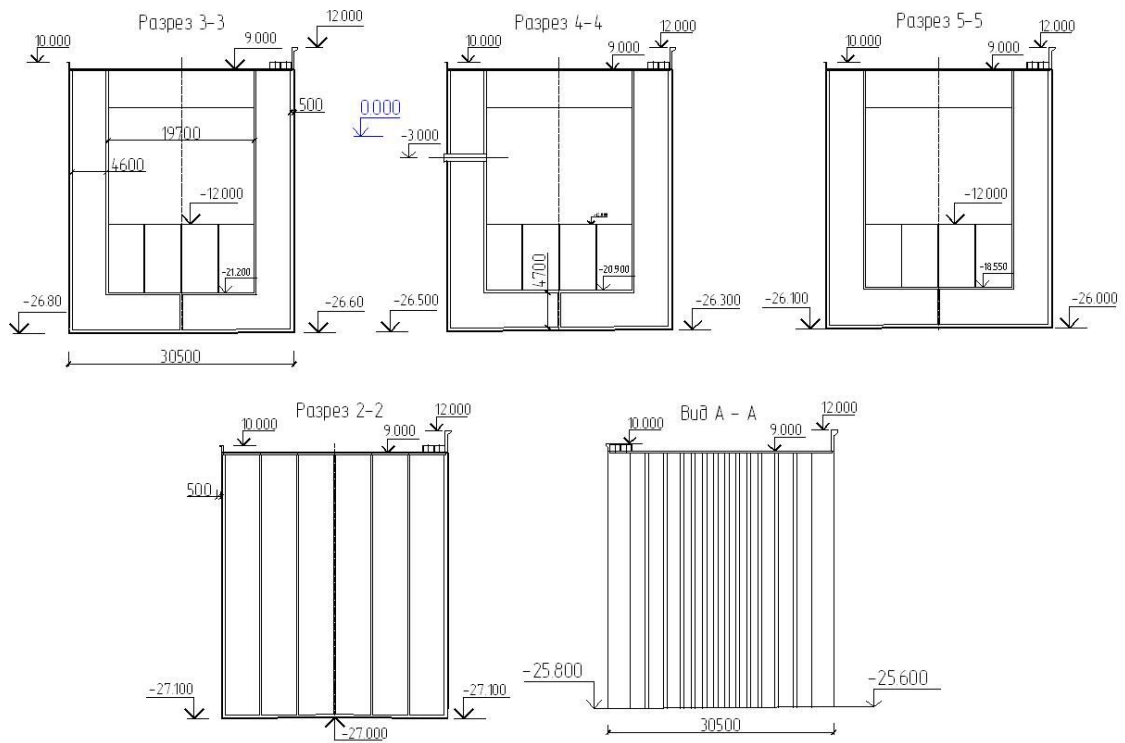


Рис. 2

Для предотвращения формирования стационарного ледового покрытия на внутреннем бассейне блока предусмотрено отверстие в каркасе блока диаметром 1 м, расположенное на отметке  $-3.00$  м в средней части каждого из блоков. Необходимо обязательное соблюдение технологии производства работ при балластировке блока. Размеры блоков изменяются по длине от 120 м до 50 м и по высоте от 41 м до 14 м. При этом неизменной остаётся ширина блоков, которая составляет 30,5 м.

Конструкция наплавных блоков глухой части плотины выполняется из гидротехнического бетона класса В40 с начальным модулем деформации  $E = 36000$  МПа и коэффициентом Пуассона  $\nu = 0,20$ . Железобетонная плита днища наплавного блока по форме вписывается в осреднённый макрорельеф дна в виде обратного сглаженного отображения этого рельефа в месте установки блока. Для этого макет сглаженного рельефа дна в натуральную величину для каждого блока предварительно изготавливается в доке (например, из песка с защитным покрытием, на поверхность которого укладывается бетон донной плиты) и удаляется после извлечения готового блока из дока и осушения дока.

Инженерно-геологические изыскания показали, что в основании конструкций блоков глухой плотины залегают переслаивающиеся галечниковые, а также средне- и крупнозернистые песчаные отложения. При этом разведочные скважины были пройдены на глубину порядка 40 м.

При проведении расчетов напряженно-деформированного состояния (НДС) железобетонной конструкции наплавных блоков глухой части плотины на действии статических нагрузок рассматривались:

- четыре варианта нагрузок для стадии эксплуатации блоков глухой плотины (основной вариант – максимальная нагрузка со стороны моря (1); основной вариант – эксплуатационная нагрузка со стороны бассейна (2); особый вариант – эксплуатационная нагрузка со стороны моря + максимальная волновая нагрузка (1); особый вариант – сейсмическая нагрузка (2);
- расчетный случай балластировки блока водой на месте его установки в створе плотины;
- три варианта нагрузок для случая транспортировки блока по морю.

Напряженно-деформированное состояние железобетонной конструкции наплавного блока при действии статических нагрузок и сейсмических воздействий определялось методом конечных элементов с использованием линейно-деформируемой модели конструкции и грунтового основания в рамках лицензионной версии вычислительного комплекса “ADINA”, разработанного в Массачусетском технологическом институте (г. Бостон, США). Для определения НДС железобетонной конструкции наплавного блока была разработана пространственная конечноэлементная модель.

Схема конструкции наплавного блока, принятая в расчетах, представлена на рис. 3. В расчетной схеме рассматривалась половина конструкции наплавного блока ввиду её симметрии. В исследованиях использовалась методика определения активной сжимаемой толщи грунтов, регламентированная нормативными документами [1,2].

Физико-механические характеристики инженерно-геологических элементов основания отличаются незначительно. Поэтому при построении геомеханической модели использовалась квазиоднородная модель с приведенными физико-механическими характеристиками: модуль деформации  $E = 42$  МПа и коэффициент Пуассона  $\nu = 0,24$ .

При проведении дискретизации расчетных областей использовались два типа конечных элементов (КЭ): для моделирования железобетонной конструкции — оболочечные 4-х узловые *Shell* элементы, а для аппроксимации грунтов засыпки, основания и водной толщи — объемные 8-ми узловые *Solid-3D* элементы. Исследования на действие сейсмических нагрузок проводились методом конечных элементов на основе линейной спектральной теории (ЛСТ) решения динамических задач.

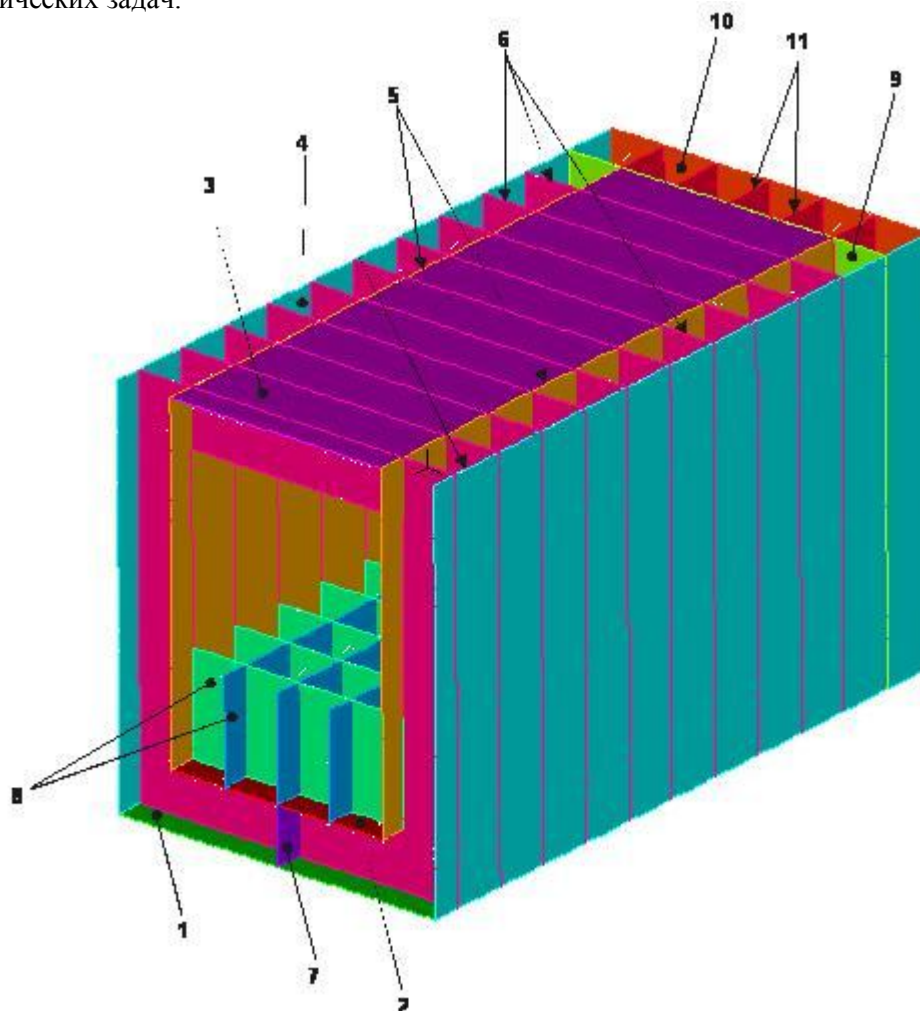


Рис. 3. Конструктивные элементы наплавного блока

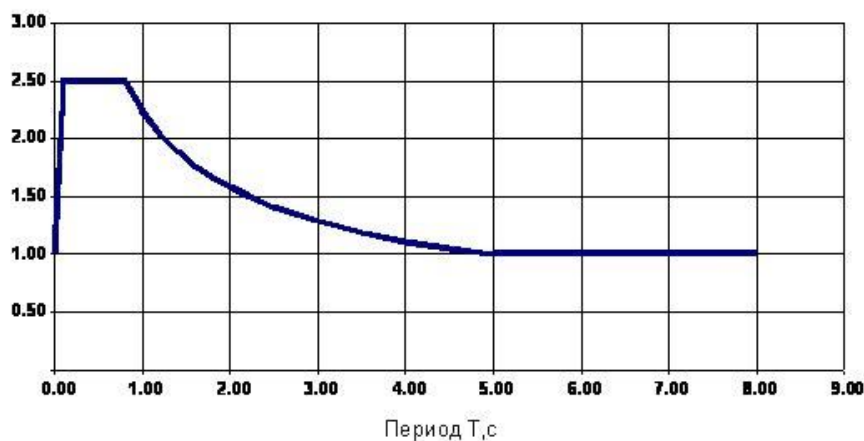
1 – днище, 2 – пол, 3 – палуба, 4 – внешние стены борта, 5 – внутренние стены борта, 6 – контурные переборки (рёбра жёсткости), 7 – килевая переборка, 8– внутренние переборки (при расчёте на эксплуатационные нагрузки не учитывались), 9 – внутренняя торцевая стена, 10 – внешняя торцевая стена, 11 – торцевые переборки.

Предварительно определялись динамические характеристики конструкции: частоты и формы собственных колебаний. Далее, используя спектральные кривые (например, спектр ускорений), определялись наибольшие значения нагрузок, соответствующие отдельным формам колебаний при заданном воздействии. В представленной работе суммирование сил осуществлялось по схеме метода квадратного корня, по СНиП II-7-81\* «Строительство в сейсмических районах» [3]. Параметры сейсмического воздействия в районе створа Северной ПЭС назначались по методике, приведенной в СНиП II-7-81\*.

Сейсмоактивность района строительства соответствует возможности реализации 7-ми бального землетрясения (карта ОСР-97-С 1% Европейская часть РФ).

В основании залегают водонасыщенные грунты, которые относятся к III категории по сейсмическим свойствам, поэтому в соответствии с таблицей 1 сейсмичность района строительства увеличивается на 1 балл. Таким образом, расчетная сейсмичность района строительства соответствует 8-ми бальному землетрясению.

а)



б)

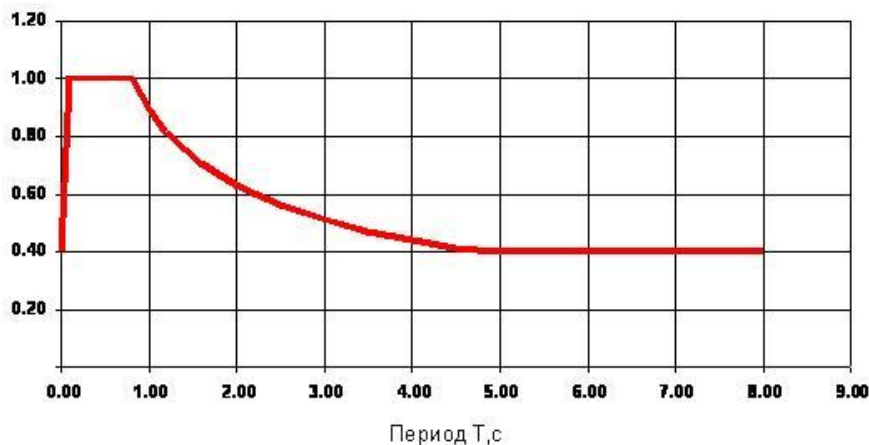


Рис. 4. Исходное сейсмическое воздействие

а) коэффициент динамичности  $\beta(T)$ ; б) расчётные параметры спектра ускорений  $S_a(T)$

Сейсмическое воздействие задается в виде спектра ускорений  $S_a(T)$ . ординаты которого определяются выражением:

$$S_a(T) = K_c \cdot g \cdot \beta(T), \quad (1)$$

где:  $K_c$  — обобщенный коэффициент сейсмичности:

$$K_c = A \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_\psi; \quad (2)$$

$A = 0,20$  (для расчетной сейсмичности 8 баллов);  $K_1 = 0,25$ ;  $K_2 = 0,80$ ;  $K_\psi = 1,00$ ;

$\beta(T)$  — коэффициент динамичности, функционально зависящий от значения  $i$ -го периода ( $T_i$ ) собственных колебаний сооружений (для грунтов III категории сейсмичности приведен на рис. 4).

После проведения соответствующих вычислений определялись ординаты спектра ускорений как функция периодов собственных колебаний.

Другим важным вопросом являлось моделирование действия присоединенной массы воды при расчете сооружений, взаимодействующих с водой.

Присоединенная масса воды определялась в соответствии с п. 5.26 СНиП II-7-81\*.

Значения внутренних усилий, обусловленных сейсмическим воздействием, определялись путем суммирования усилий, полученных из статического расчета и из расчета по методике ЛСТ. Значения внутренних усилий складываются по абсолютной величине, а знак их суммы соответствует знаку усилия, найденного из статического решения.

Расчеты НДС при действии статических нагрузок для основного эксплуатационного расчетного случая показали, что вертикальные перемещения ( $U_z$ ) и нормальные напряжения ( $\sigma_z$ ) в основании сооружения составляют соответственно  $U_z = 15,16$  см и  $\sigma_z = 0,256$  МПа.

Анализ напряженно-деформированного состояния блока показал, что конструкция запроектирована оптимально. В ней согласованы строительные – технологические процессы, минимизированы затраты материальных средств и при этом нет экстремальных зон с точки зрения НДС. Главные напряжения  $\sigma_1$  в полу (как показал анализ расчетов, наиболее напряженного элемента) достигают своих максимальных значений при особом сочетании нагрузок I и составляют 22,69 МПа.

Из рассмотрения значений внутренних усилий в конструкции днища блока, полученных расчетами при статических и сейсмических воздействиях следует, что при действии сейсмической нагрузки происходит увеличение значений изгибающих моментов в 1,17 ÷ 1,20 раза, продольных сил — в 1,15 ÷ 1,36 раза и поперечных сил — в 1,18 ÷ 1,22 раза по сравнению с результатами статического расчета. Площадь продольной и поперечной арматуры вычислялась с помощью модифицированной версии программы “КРЭЖ”, разработанной под руководством д.т.н. В.Б. Николаева. Базовая версия программы “КРЭЖ”, разработанная на основе действующих нормативных документов, аттестована в НТЦ концерна «Росатомнадзор» [4,5,6].

На основе результатов расчетов НДС методом конечных элементов с помощью программы “КРЭЖ” определено требуемое армирование железобетонных сечений конструкции блока и ширина раскрытия трещин (см. табл. 1).

Из анализа представленных результатов расчета следует:

- наибольший расход арматуры (кг) на единицу объема бетона элемента конструкции ( $m^3$ ) отмечается в полу, контурных переборках и палубе наплавного блока, равный соответственно 118,49 кг/ $m^3$ , 61,18 кг/ $m^3$  и 60,57 кг/ $m^3$ ;
- максимальное значение ширины раскрытия трещин отмечается в конструкции внешних стен бортов и днища блока, равное соответственно 0,20 и 0,21 мм.

Таким образом, авторами статьи изложено расчетное обоснование прочности разработанной железобетонной конструкции наплавного блока с учётом сейсмического воздействия, в том числе в условиях его установки без предварительной подготовки основания.

Таблица 1. Таблица результатов расчетов железобетонных сечений конструктивных элементов наплавного блока глухой плотины

№№ п/п	Наименование элементов конструкции блока (см. рис. 3)	Толщина элемента, м	Максимальные значения процентов армирования элементов конструкции блока	Максимальные значения ширины раскрытия трещин, мм	Расход требуемой арматуры на 1 м <sup>3</sup> бетона, кг
1	2	3	4	5	6
1	Днище	0,5	1,60	0,21	30,98
2	Пол	0,3	1,76	0,18	118,49
3	Палуба	0,2	0,72	0,16	60,57
4	Внешние стены бортов	0,5	1,39	0,20	40,35
5	Внутренние стены бортов	0,3	1,54	0,18	56,64
6	Контурные переборки (ребра жесткости)	0,3	1,88	0,18	61,18
7	Килевая переборка	0,3	1,05	0,18	55,56
8	Внутренние переборки над полом (учитываются только при транспортировке)	0,1	0,82	0,15	43,09
9	Внутренняя торцевая стена	0,3	0,52	0,17	54,88
10	Внешняя торцевая стена	0,5	0,26	0,18	54,22
11	Торцевые переборки	0,3	1,40	0,18	51,29

#### Л и т е р а т у р а

1. СНиП 2.02.01-83\*. Основания зданий и сооружений. — М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1995.
2. СНиП 2.02.02-85. Основания гидротехнических сооружений. — М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1998.
3. СНиП II-7-81\*. Строительство в сейсмических районах. — М.: ГУП ЦПП, 2001.
4. СНиП 2.06.08-87. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. — М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987.
5. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений (без предварительного напряжения) к СНиП 2.06.08-87 (П46-89/ВНИИГ). — Л., ВНИИГ, 1991.
6. РД ЭО 0462-03. Методика по обоснованию срока службы строительных конструкций, зданий и сооружений АС с РБМК. — М.: Концерн «РОСЭНЕРГОАТОМ», 2003.

### THE RESULTS OF NUMERICAL RESEARCH OF FLOATING REINFORCED CONCRETE STRUCTURES OF THE NORTH TIDAL POWER PLANT

Novikov S.P.

This article contains results of the numerical simulation of stress-deformed state and structure strength of floating reinforced concrete caissons of a tidal power plant. Numerical simulation was made using finite-element method. In this work a proposal to place floating caissons on unprepared underwater foundation is justified, taking into consideration, among other factors, seismic forces.

KEY WORDS: Tidal power plants, reinforced-concrete caissons, finite-element method, elasticity theory, main stresses, justification of design solutions.