

Выводы

Таким образом, имея параметры уплотнения грунта в насыпи, уточнив (при необходимости) значения ρ_s и W_L , содержание частиц размером менее 5 мм, используя уравнение (3), можно с достаточной для практических задач геотехнического контроля точностью получить коэффициент фильтрации уплотненного глинистого грунта.

1. Руководство по геотехническому контролю за подготовкой оснований и возведением грунтовых сооружений в энергетическом строительстве: РД 34.15.073 91. – Л.: ВНИИГ имени Б. Е. Веденеева, 1991. – 436 с.

2. Плотины из грунтовых материалов: СНиП 22.06.05–84. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 32 с.

3. **Жарницкий В. Я.** Обеспечение качества и надежности каменно-земляных

плотин при строительстве. – Иваново: Изд-во ИГЭУ имени В. И. Ленина, 2005. – 156 с.

4. **Приклонский В. А.** Грунтоведение. – М.: Государственное науч.-техн. изд-во литературы по геологии и охране недр, 1955. – Ч. 1. – 430 с.

5. Руководство по лабораторным геотехническим исследованиям грунтов. – М.: Ротапринт ВНИИГиМ, 1975. – 190 с.

6. Рекомендации по проектированию плотин из грунтовых материалов / Раздел «Назначение расчетных характеристик материалов грунтовых плотин». – М.: ВНИИВОДГЕО, 1982. – 101 с.

Материал поступил в редакцию 16.04.10.
Жарницкий Валерий Яковлевич, доктор технических наук, профессор кафедры «Основания и фундаменты»

Тел. 8 (495) 976-48-06

E-mail: zharnitskiy@msuee.ru

УДК 502/504:627.83

А. П. ГУРЬЕВ

Федеральное государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования «Московский государственный университет природообустройства»

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПАРАМЕТРОВ СТВОЛА ШАХТНОГО ВОДОСБРОСА ПОЛИГОНАЛЬНОГО ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ БАШЕННОГО ТИПА ПРИ СЕЙСМИЧЕСКОМ ВОЗДЕЙСТВИИ

Статья посвящена определению размеров поперечного сечения ствола шахтного водосброса при сейсмическом воздействии.

Шахтный водосброс, сейсмическое воздействие, балльность землетрясения, поперечное сечение ствола шахты.

The article considers determination of parameters of the spillway shaft of polygonal cross-section of tower type under seismic action.

Shaft spillway, seismic action, balls of earthquake, cross-section of the spillway shaft.

Одной из основных задач проектирования шахтных водосбросов является назначение размеров несущих конструкций, обеспечивающих в соответствии со СНиП 33-01-2003 надежность и безопас-

ность работы всего сооружения, с одной стороны, и экономичности технического решения, с другой [1]. Однако в существующей учебно-методической, справочной и нормативной литературе отсутствуют

рекомендации по назначению расчетных схем и способов расчета параметров конструкций шахтных водосбросов для основных сочетаний нагрузок.

Для случая особого сочетания нагрузок, когда в качестве одной из особых нагрузок является сейсмическое воздействие, нагрузки на элементы конструкции ствола шахты следует определять в соответствии с СНиП II-7-81* в редакции по состоянию на 1 января 2000 года [2]. Динамическая устойчивость оболочки ствола шахты при сейсмическом воздействии в значительной мере определяется соотношением между частотными характеристиками ствола шахты и спектром частот вынуждающих колебаний почвы при сейсмическом толчке.

С геометрической точки зрения ствол шахтного водосброса можно рассматривать как стержень длиной L с жесткой заделкой одного конца. Частота f_i собственных колебаний стержня переменного сечения может быть определена с достаточной степенью точности по следующей зависимости [3]:

$$f_i = \frac{\lambda_i^2}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{EJ}{\rho F}} \cdot \frac{1 - \eta\sigma_i \pm \eta'\sigma'_i}{1 - \zeta\tau_i \pm \zeta'\tau'_i}, \quad (1a)$$

где $\rho = \frac{\gamma_b}{g} \approx \frac{2,5}{9,81} = 0,2548$, т/м³ – плотность бетона; F – площадь поперечного сечения ствола, м²; E – модуль упругости бетона, Н/м²; J – момент инерции поперечного сечения ствола шахты, м⁴; λ_i – коэффициент, зависящий от порядкового номера тона i собственных колебаний и вида закрепления конструкции.

Ствол шахты представляет собой стержень переменного поперечного сечения. Обозначив через F_o , F_1 и F_m площади поперечного сечения соответственно в заделке, на свободном конце консоли и в ее середине, а через I_o , I_1 и I_m – соответствующие моменты инерции, коэффициенты можно определить по следующим зависимостям:

$$\eta = \frac{I_o - I_1}{I_o}; \quad (1б)$$

$$\zeta = \frac{F_o - F_1}{F_o}; \quad (1в)$$

$$\eta' = \frac{1}{I_o} \cdot \left(\frac{I_o - I_1}{2} - I_m \right); \quad (1г)$$

$$\zeta' = \frac{1}{F_o} \cdot \left(\frac{F_o - F_1}{2} - F_m \right), \quad (1д)$$

а в (1а) вводится коэффициент формы k_{fi} :

$$k_{fi} = \frac{1 - \eta\sigma_i \pm \eta'\sigma'_i}{1 - \zeta\tau_i \pm \zeta'\tau'_i}. \quad (2)$$

Знак «+» или «-» в выражении (2) зависит от формы кривой изменения момента инерции поперечного сечения ствола и поперечного сечения по его высоте. При выпуклой форме кривой, когда средняя величина параметра меньше его значения, на половине высоты принимается знак «+», а при вогнутой форме знак «-».

Воздействие водной среды на характер колебаний учитывается по [4] виртуальным увеличением колеблющихся масс путем добавления присоединенных масс воды, колеблющихся вместе с конструкцией. Коэффициент снижения частоты колебаний k_{fm} конструкции в водной среде определяется по зависимости [3]:

$$k_{fm} = \sqrt{1 + \frac{m_b}{m_6}}, \quad (3)$$

где m_b – присоединенная масса воды, т; m_6 – масса конструкции, т.

В соответствии со СНиП II-7-81* для отдельно стоящих сооружений типа водозаборных башен присоединенную массу воды, приходящуюся на единицу длины конструкции, следует определять по формуле [2, 4]:

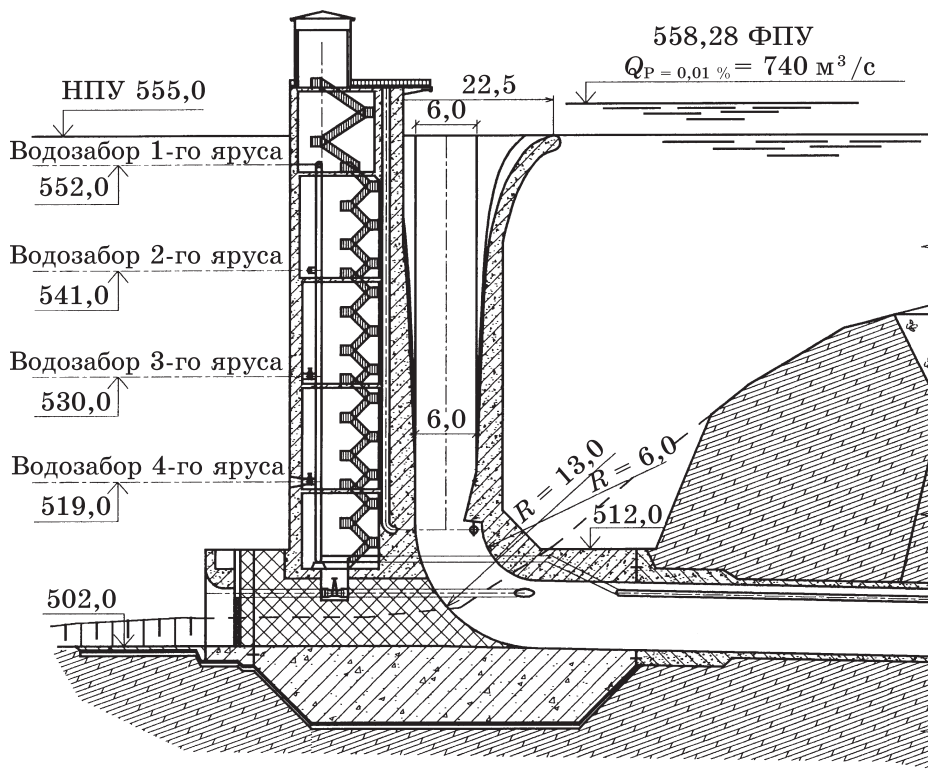
$$m_b = \rho_b d^2 \mu, \quad (4)$$

где ρ_b – плотность воды, т/м³; d – диаметр круглого или размер стороны квадратного поперечного сечения сооружения, м; μ – коэффициент, определяемый по зависимости

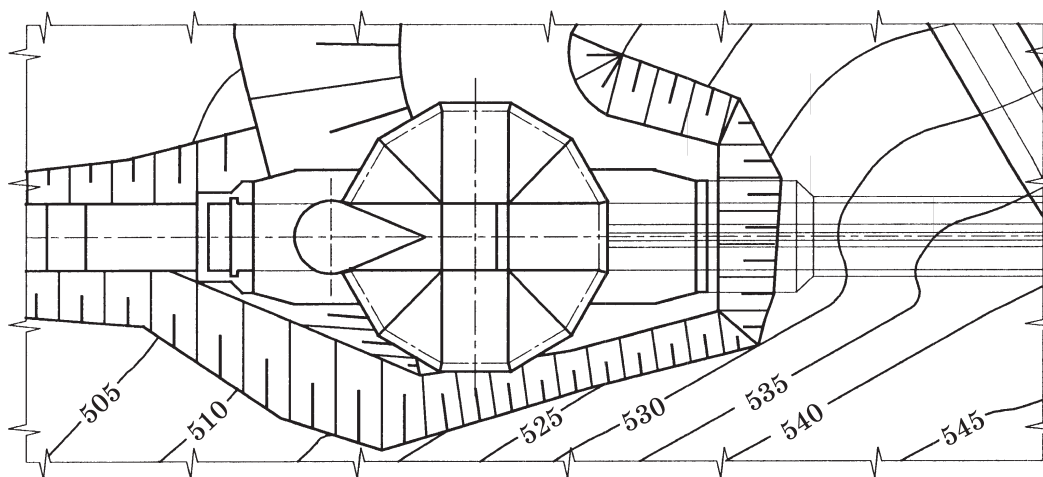
$$\mu = \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{z}{h} \right)^{d_1/2h}, \quad (5)$$

где h – высота сооружения; z – расстояние от поверхности воды, м.

В качестве примера приведены расчеты шахты полигонального поперечного сечения шахтного водосброса гидроузла Джедра [5]. Внешняя поверхность ствола шахты выполнена в форме правильного двенадцатиугольника, а внутренняя,



а



б

Рис. 1. Продольный разрез (а) и план (б) шахтного водосброса полигонального поперечного сечения гидроузла Джедра

сливная, поверхность высотой 35 м выполнена в форме эллиптического профиля. Конструкция этого шахтного водосброса приведена на рис. 1.

При расчетах примем следующие обозначения:

$R = 7,5$ м – радиус вписанной окружности внешнего периметра ствола; r_1 – апофема сечения трапециевидальной грани сливной поверхности, м; r_2 – апофема сечения треугольной грани сливной

поверхности, м; F – площадь поперечного сечения ствола шахты, m^2 ; f – площадь поперечного сечения стенок ствола шахты, m^2 ; z – расстояние от гребня водоприемной воронки до рассматриваемого горизонтального сечения ствола шахты, м; W – момент сопротивления поперечного сечения ствола шахты, m^3 .

С учетом принятых обозначений необходимые расчетные выражения для определения геометрических параметров

ствола шахты имеют следующий вид:
 площадь поперечного сечения
 ствола шахты –
 $F = 12R^2 \operatorname{tg}(\pi / 12);$
 площадь поперечного сечения

бетона стенок ствола шахты –
 $f = F - 2(a + b_1) \cdot (r_1 - a / 2) -$
 $- 4b_2 \left(r_2 - a / \sqrt{2} \right) - a^2;$
 момент инерции поперечного
 сечения ствола шахты –

$$I = \frac{R^4}{3 \cos^3(\pi/12)} \cdot \left\{ \begin{aligned} & \left[\frac{1}{\sin(\pi/12)} - \sin^3(4\pi/12) \cdot \left[\frac{1}{\sin(\pi/12)} - \frac{1}{\cos(3\pi/12)} \right] - \right. \\ & \left. - \sin^3(2\pi/12) \cdot \left[\frac{1}{\cos(3\pi/12)} \cdot \frac{1}{\cos(\pi/12)} \right] \right] - \\ & - 2 \cdot (a + b_1) \cdot (r_1 - a / 2) \cdot \left[\frac{(r_1 - a / 2) \cdot (a + 2b_1)}{3(a + b_1)} + \frac{a}{2} \right] - 4b_2 \left[r_2 - \frac{a \cos(\pi/12)}{\sqrt{2}} \right] \times \\ & \times \left\{ \frac{a \cos(\pi/12)}{\sqrt{2}} + \frac{2}{3} \cdot \left[r_2 - \frac{a \cos(\pi/12)}{\sqrt{2}} \right] \right\} - \frac{a^4}{12}, \end{aligned} \right. \quad (8)$$

где a – размер стороны выходного сечения ствола шахты; b_1 и b_2 – длина трапецеидальной и треугольной сторон поперечного сечения шахты соответственно.

На рис. 2 приведены графики изменения момента инерции и площади поперечного сечения ствола шахты по высоте.

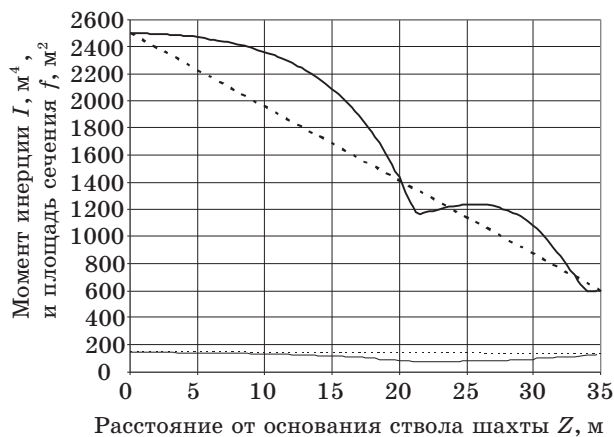


Рис. 2. Геометрические характеристики поперечных сечений ствола шахты гидроузла Дждра: — момент инерции I ; --- линейное изменение I ; — площадь сечения f ; ... линейное изменение f

Значения коэффициентов $\lambda_i, \sigma_i, \sigma_i', \tau_i$ и τ_i' для первых шести тонов собственных частот колебания стержня при консольной заделке могут быть определены по табл. 1. Там же приведены значения собственных частот f_{oi} цилиндра с площадью поперечного сечения, равной площади нижнего сечения ствола шахты, изменение коэффициента учета формы поперечного сечения k , собственной частоты f_i колебаний ствола шахты и частоты его колебаний f_{mi} с

учетом присоединенной массы воды. При вычислении частоты собственных колебаний ствола шахты принято ее сооружение из бетона класса В-20 по рекомендациям [7]. Для бетона данного класса по [8] модуль упругости E можно принять равным $2,65 \cdot 10^6$ Н/м².

Момент сопротивления поперечного сечения ствола шахты

$$W = \frac{I}{R}. \quad (9)$$

Наиболее опасным расчетным случаем для расчетов прочности и устойчивости ствола шахты будет сейсмическое воздействие при заполненном водохранилище и пропуске расхода расчетной обеспеченности. При колебаниях конструкций в водной среде инерционное влияние воды сказывается на изменении частоты их собственных колебаний, которая снижается, что создает условия для возможности возникновения резонансных колебаний, наиболее опасных по условиям прочности.

Для оценки опасности возникновения резонансных колебаний конструкции необходимо знать кроме спектра частот собственных колебаний частоту вынуждающих колебаний. В [4] дана расчетная акселераграмма реально го землетрясения.

По этой акселераграмме частоты землетрясения с максимальными амплитудами не превышают 1 Гц. Более

Значения коэффициентов собственных частот колебания стержня при консольной заделке

№ тона <i>i</i>	Коэффициенты пересчета частот собственных колебаний ствола шахты					Частота собственных колебаний цилиндра f_{0j} , Гц	Коэффициент пересчета частоты k	Частота собственных колебаний ствола шахты f_i , Гц	Частота колебаний ствола шахты с учетом присоединенных масс f_{mj} , Гц
	λ	σ	τ	σ'	τ'				
1	1,875	0,193	0,807	0,493	0,493	214,1	0,721	154,4	122,8
2	4,694	0,406	0,594	0,703	0,703	1341,5	0,479	642,3	510,8
3	7,855	0,468	0,532	0,661	0,661	3756,7	0,476	1787,5	1421,5
4	10,996	0,483	0,517	0,649	0,649	7361,8	0,476	3502,4	2785,2
5	14,137	0,490	0,510	0,645	0,645	12168,3	0,475	5781,6	4597,8
6	17,279	0,493	0,507	0,642	0,642	18178,3	0,475	8640,8	6871,6

высокочастотные импульсы, достигающие величины 3...4 Гц, имеют амплитуды, составляющие сотые доли g ускорения свободного падения. Сопоставляя частоту вынуждающих колебаний $f \approx 1$ Гц с минимальной частотой собственных колебаний первого тона $f_1 = 122,8$ Гц, можно сделать вывод, что опасности возникновения резонансных колебаний нет, и расчеты сейсмического воздействия на ствол шахты можно выполнять по квазистатическому способу расчета консоли.

Для определения сейсмических нагрузок при обосновании строительства гидротехнических сооружений I и II классов и при проектировании сооружений III и IV классов допускается учет только низшего тона колебаний и приближенной формы деформации сооружений, отвечающей этому тону.

В общем случае расчета гидротехнических сооружений проекцию S_{ijg} на направление j сейсмической нагрузки S_{ik} при i -й форме колебаний, действующей на элемент весом Q_k , отнесенный к точке k сооружения, следует определять по формуле

$$S_{ik} = K_1 K_2 Q_k A K_\psi \beta_i \eta_{ijk}, \quad (10)$$

где Q_k – вес элемента сооружения, отнесенный к точке k [необходимо учитывать присоединенную массу воды в соответствии с указаниями п. 5.16 [2]; вес погруженного в воду элемента Q_k сооружения следует определять без учета взвешивающего действия воды; массу воды в порах и полостях этого элемента следует учитывать как дополнительный вес; при учете инерционного влияния воды к величине Q_k следует прибавлять вес присоединенной массы воды, равный $m \cdot g$; определяемый по (4)]; $g = 9,81$ м/с² – ускорение силы тяжести; $K_1 = 0,25$; K_2 – для подпорных сооружений всех типов высотой до

60 м – 0,8; высотой свыше 100 м – 1 (в интервале между этими значениями высот определяется по линейной интерполяции); A – коэффициент, значения которого следует принимать равными 0,1; 0,2; 0,4 соответственно для расчетной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов (для подпорных гидротехнических сооружений I класса расчетное сейсмическое воздействие, характеризуемое вектором ускорения A , увеличивается на 20 %); K_ψ – для бетонных и железобетонных подпорных сооружений при сейсмичности 7 и 8 баллов – 1, при сейсмичности 9 баллов – 0,8.

В цитируемых санитарных нормах и правилах отсутствуют указания по определению величин коэффициентов K_2 и K_ψ для отдельно стоящих сооружений типа водозаборных башен, под определение которых полностью подпадают стволы шахтных водосбросов башенного типа. До внесения соответствующих уточнений в эти нормы и правила для расчетов можно принимать рекомендуемые максимальные значения этих коэффициентов: $K_2 = K_\psi = 1$.

Значения коэффициента динамичности β_i в зависимости от расчетного периода собственных колебаний T_i здания или сооружения по i -му тону при определении сейсмических нагрузок следует принимать по формулам (3) и (4) или рис. 2 [2].

Для первого тона колебаний с учетом присоединенных масс воды из табл. 1 имеем: $f_1 = 122,8$ Гц, чему соответствует период колебаний $T_1 = 1:122,8 = 0,008214$ (меньше 0,1 с). Для грунтов I и II категорий получаем $\beta_i = 1 + 15T_1 = 1 + 15 \cdot 0,00814 = 1 + 0,122 = 1,122$.

С учетом расчетных коэффициентов получаем:

$$S_{ik} = K_1 K_2 Q_k A K_{\psi} \beta_i \eta_{ik} = 0,25 \cdot 1 \cdot 0,4 \cdot 1 \cdot 1,122 \cdot Q_{ki} \eta_{ik} = 0,112 \cdot Q_k \eta_{ik}. \quad (11)$$

Коэффициент η_{ik} определяется по выражению

$$\eta_{ik} = \frac{X_i(x_k) \sum_{j=1}^n Q_j X_i(x_j)}{\sum_{j=1}^n Q_j X_i^2(x_j)}, \quad (12)$$

где $X_i(x_k)$ – перемещение k -го элемента под действием его инерционного ускорения при собственных колебаниях по i -му тону; $X_i(x_j)$ – смещения j -го элемента при перемещении под действием инерционного ускорения k -го элемента при собственных колебаниях по i -му тону.

Поясняющая схема к расчету коэффициента динамичности при сейсмическом воздействии приведена в [2] на рис. 3.

Для первого тона колебаний выражение (12) примет следующий вид:

$$\eta_{jk} = \frac{X_k \sum_{j=1}^n Q_j X_{jk}}{\sum_{j=1}^n Q_j X_j^2}. \quad (12')$$

Перемещение X_k в точке приложения силы Q_k под действием инерционного ускорения элемента конструкции с приведенным весом Q_k определяется по зависимости

$$X_k = \frac{Q_k z_k^3}{3EI_k}. \quad (13)$$

Перемещение X_{jk} при $z_j \leq z_k$:

$$X_{jk} = \frac{Q_k z_k z_j^2}{6EI_k} \cdot \left[3 - \frac{z_j}{z_k} \right]. \quad (14)$$

Перемещение X_{jk} при $z_j > z_k$:

$$X_{jk} = X_k + (z_j - z_k)\theta, \quad (15)$$

где θ – угол поворота сечения z_k под действием инерционного ускорения элемента конструкции с приведенным весом Q_k .

Угол поворота сечения Q_k в точке приложения силы Q_k :

$$\theta_k = \frac{Q_k z_k^2}{2EI_k}. \quad (16)$$

Для определения параметров, входящих в уравнения (13)...(18), ствол шахтного водосброса необходимо разбить на n элементов высотой Δz . Затем для каждого сечения определить необходимые геометрические и физические характеристики, вычислить по (4) величину присоединенных масс воды, затем последовательно определить перемещения сечений X_{jk} , после чего по (12') определить коэффициенты η_j и по (10) – величину сейсмической нагрузки S_j .

Такие расчеты выполнены для ствола шахтного водосброса гидроузла Джедра, который был разбит на 70 элементов толщиной по 0,5 м (см. рис. 2).

Результаты расчетов по определению веса элементов разбивки ствола шахты G , их веса с учетом присоединенных масс Q_k и коэффициентов динамичности η_j приведены в табл. 2.

С учетом данных табл. 2 были вычислены изгибающие моменты от инерционных сил массы стенок ствола шахты, присоединенных масс и суммарные изгибающие моменты.

На рис. 3 показано распределение изгибающих моментов по высоте ствола шахты, вызванных сейсмическим

Таблица 2
Расчетные значения коэффициентов динамичности и веса элементов ствола шахты

Расстояние от гребня воронки Z , м	$\eta_{k, (G+m)}$	Вес элемента ствола шахты G_k , 10^4 Н	Вес элемента ствола с учетом присоединенных масс воды Q_k , 10^4 Н	Проекция сейсмической нагрузки S_k , 10^4 Н
0,5	2,013	53,6	71,3	16,1
5,0	1,253	120,9	210,2	29,6
10,0	0,900	103,6	184,8	18,2
15,0	0,651	105,5	179,1	13,7
20,0	0,496	142,5	220,9	11,8
25,0	0,305	164,9	247,1	8,0
30,0	0,134	177,0	262,5	3,5
35,0	0,000	181,1	269,4	0

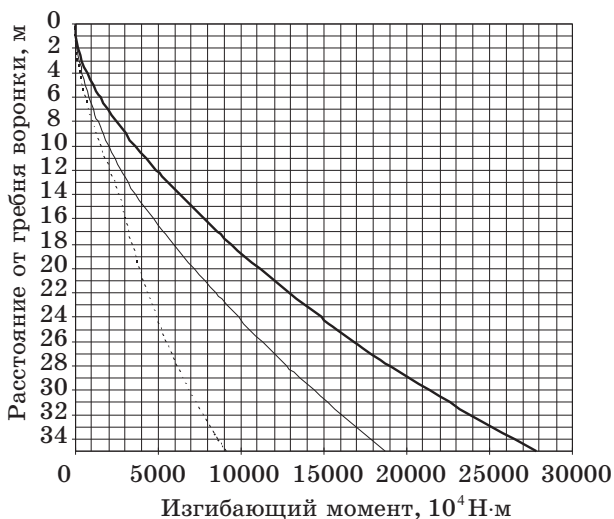


Рис. 3. Распределение изгибающего момента по высоте шахты гидроузла Джедра: — $M_{инерц}$; $M_{волн}$; — $M_{сум}$

воздействием на него, а на рис. 4 – распределение касательных напряжений.

Напряженное состояние конструкции определяется величиной главных напряжений, которые зависят от соотношения напряжений, возникающих на взаимно перпендикулярных площадках, где сосредоточены касательные напряжения. Главные напряжения определяются по выражению

$$\sigma_{пл} = \frac{1}{2} \cdot \left[(\sigma_1 + \sigma_2) \pm \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + 4\tau^2} \right]. \quad (17)$$

Входящие в выражение (17) напряжения определяются следующими зависимостями:

$$\sigma_1 = \frac{M_{изг}}{W};$$

$$\sigma_2 = \frac{pd}{2t};$$

$$\tau = \frac{QS_{ст}}{2It},$$

где σ_1 и σ_2 – нормальные напряжения по двум взаимно перпендикулярным осям; τ – касательные напряжения от действия поперечных сил, 10^4 Н/м^2 ; $M_{изг}$ – изгибающий момент от действия инерционных сил S , 10^4 Н/м^2 ; W – момент сопротивления, м^3 ; p – гидростатическое давление воды на ствол шахты, 10^4 Н/м^2 ; d – внутренний диаметр ствола шахты, м; $Q = \Sigma S$ – поперечная сила, 10^4 Н/м^2 ; $S_{ст}$ – статический момент инерции поперечного сечения ствола шахты, м^3 ; t – толщина стенки ствола шахты, м.

По уравнению (17) были подсчитаны величины расчетных напряжений,

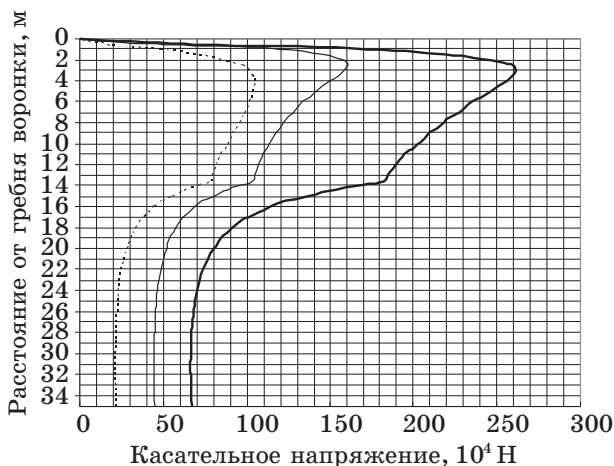


Рис. 4. Распределение касательных напряжений от поперечных сил по высоте шахты гидроузла Джедра: — от веса ствола; от сейсмического давления воды; — суммарное напряжение

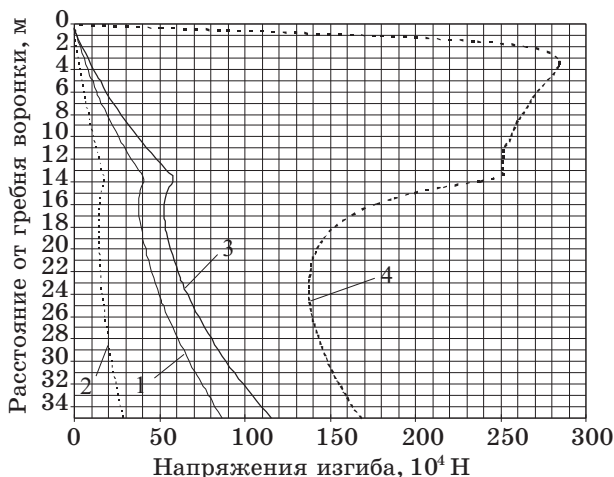


Рис. 5. Распределение напряжений от изгибающих моментов и главных напряжений по высоте шахты гидроузла Джедра: — инерционные (1); присоединенных масс (2); — сумма (3); - - - главные напряжения (4)

изменение которых по высоте ствола шахты показано на рис. 5.

Как видно из рис. 5, наиболее опасными являются касательные напряжения, максимальное значение которых находится в верхней части ствола шахты, в зоне размещения водоприемной воронки, где имеются наибольшие статические моменты.

Выводы

Проектирование и расчеты конструкции шахтного водосброса составляют взаимосвязанный цикл: чтобы запроектировать конструкцию, нужно рассчитать размеры ее элементов, а чтобы

их рассчитать, надо знать размеры элементов. При проектировании этот круг разрывается либо «конструктивным» принятием начальных размеров, либо использованием аналогов.

Использованный в статье шахтный водосброс гидроузла Джедра – пример конструктивного назначения размеров шахтного водосброса. Расчет напряжений в стволе шахты показал неэкономичность принятой конструкции, оптимальные размеры которой можно установить только последовательным приближением.

Результаты расчетов напряжений позволяют установить наиболее напряженные зоны и зоны с излишними запасами прочности. Последовательное уточнение размеров конструкции и повторные расчеты напряжений в них в итоге дадут оптимальные параметры шахтного водосброса.

1. Гидротехнические сооружения. Основные положения: СНиП 33-02003. – М.: Управление технического нормирования, стандартизации и сертификации в строительстве и ЖКХ Госстроя России, 2003. – 29 с.

2. Строительство в сейсмических районах: СНиП II-7-81*. – М.: Гос-

строй, 1999. – 130 с.

3. **Хютте.** Справочник для инженеров, техников и студентов. – М. – Л.: Главная редакция литературы по машиностроению и металлообработке, 1936. – 912 с.

4. Руководство по учету сейсмических воздействий при проектировании гидротехнических сооружений: к разделу 5 главы СНиП II-A, 12-69. – Л., 1977. – 164 с.

5. **Гурьев А. П.** Совершенствование конструкции шахтного водосброса // Известия ВНИИГ имени Б. Е. Веденеева. – СПб., 2009. – Т. 254. – 136 с.

6. **Шейнин И. С.** Колебания конструкций гидросооружений в жидкости – Л.: Энергия, 1967. – 313 с.

7. Мелиорация и водное хозяйство: справочник. – М.: ВО Агропромиздат, 1987. – Т. 4. Сооружения. – 343 с.

8. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений. – М.: Стройиздат, 1983. – 360 с.

Материал поступил в редакцию 23.06.10.
Гурьев Алим Петрович, кандидат технических наук, профессор кафедры «Комплексное использование водных ресурсов»
Тел. 8 (495) 570-34-40