

DOI: 10.34031/2618-7183-2019-2-3-48-57

*Салямова К.Д. \*, доктор технических наук, профессор,  
Руми Д.Ф., кандидат технических наук, старший научный сотрудник,  
Турдикулов Х.Х., магистрант, младший научный сотрудник,  
Институт механики и сейсмостойкости сооружений Академии наук Узбекистана, Узбекистан*  
\*Ответственный автор E-mail: [klara\\_51@mail.ru](mailto:klara_51@mail.ru)

## ЧИСЛЕННЫЙ РАСЧЕТ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВОЙ ПЛОТИНЫ ПРИ ОСНОВНЫХ НАГРУЗКАХ С УЧЕТОМ НЕОДНОРОДНОГО ОСНОВАНИЯ

**Аннотация:** проектирование, строительство и эксплуатация грунтовых гидротехнических сооружений, расположенных в сейсмических регионах требует постоянного усовершенствования расчетных методов расчета на различного рода нагрузок, как статических, так и динамических. На основе разработанной методики и комплекса прикладных программ произведен расчет грунтовой плотины (Туполангской ГЭС) на основные нагрузки (силы гравитации, гидростатика) с учетом конструктивных особенностей и реальных физико-механических характеристик грунта как самого сооружения так и его грунтового основания при высоте 165 м. Задача решена в плоской упругой постановке численным методом конечных элементов. Результатом расчета явились изолинии равных перемещений (горизонтальных и вертикальных), напряжений (нормальных, касательных, главных) по области занимаемой сооружением и его неоднородным основанием. Сделан ряд физических выводов относительно строительства ответственных сооружений на неоднородном грунтовом основании.

**Ключевые слова:** Туполангская грунтовая плотина, перемещения, напряжения, грунтовое основание, метод конечных элементов, плоская упругая задача

### Введение

В Республике Узбекистан водохранилища играют важную роль для производства электроэнергии (40% выработки всей электроэнергии), для равномерного удовлетворения водой нужды сельского хозяйства (в настоящее время водохранилища республики обеспечивают водой около 90% сельскохозяйственного производства), снабжения питьевой водой населения и в целом для устойчивого функционирования других отраслей экономики, главное – безопасность порядка 50% населения проживающего в регионе. Даже их частичное разрушение может привести к прорыву водохранилища и почти мгновенному затоплению населенных пунктов, промышленных объектов и сельскохозяйственных угодий. нанести огромный экономический ущерб с многочисленными человеческими жертвами, произойдет нарушение экологии окружающей среды [1]. Опыт показывает, что разнородность геологических форм залегания, состава и свойств горных пород и режима подземных вод столь велика, что на практике не встречаются совершенно идентичные геологические строения и гидрогеологические условия. Это и способствует водопроницаемости основания, ускорению эрозионных процессов под плотиной, сдвигу и смещению плотины в целом, хотя бы с одной стороны и др. (со стороны скалистого берега, Чарвакской плотины, например). Поэтому для каждого гидротехнического сооружения необходимо искать индивидуальное решение вопроса, центр тяжести которых опирается в инженерно- геологическую его разработку и вследствие этого формы повреждений и разрушений также будут чрезвычайно разнообразны и сложны. По данным центра ICOLD за 22 летний период (1955-1977 гг.) потерпели крушение 49 больших плотин или около 1% от числа построенных за этот же период. Причины крушений различные: 40% аварии вызвано дефектами оснований, 25% – недостаточной пропускной способностью водосбросов плотин, 15% – плохим качеством строительных работ, еще 20%-прочими причинами – неправильная эксплуатация, землетрясения, военные действия и т.д. Преимущественно были разрушены плотины из несвязанных материалов – земляные и каменно-земляные [1, 2]. В связи с вышеизложенным, остается актуальной задачей разработка методов расчета грунтовых гидротехнических сооружений с учетом всего разнообразия геологических параметров грунта, как самого сооружения, так и его грунтового основания не только в одномерной постановке как это принято в нормах, но и применять плоскую или пространственную постановку.

Целью работы является разработка методики и комплекса прикладных программ по оценке прочности и работоспособности грунтовой плотины (на примере Туполангской ГЭС, эксплуатируемой в Республике Узбекистан с 1980 г.) с учетом конструктивных особенностей и реальных физико-механических характеристик грунта. Настоящее исследование было выполнено по заказу АО Узбекгидроэнерго – наращивание высоты Туполангской плотины для большей выработки электроэнергии и вместимости в/х и при этом произ-

вести оценку прочности грунтовой плотины и его неоднородного основания при различного рода нагрузках (статических и динамических). В отличие от предыдущих научно-исследовательских работ, посвященных разработке методов расчета на статические и динамические нагрузки грунтовых плотин [3, 4] здесь с практической точки зрения рассмотрено конкретное сооружение с учетом неоднородного основания с учетом реальных характеристик грунта, определенных опытным бурением при бесперебойной эксплуатации объекта. Предложены практические рекомендации по безопасной дальнейшей эксплуатации этого сооружения.

### Методы и материалы

Рассматривается плоская модель неоднородной плотины высотой  $H=165\text{м}$ , с коэффициентами заложения откосов: верхового –  $m_1=2$ ; низового –  $m_2=1,9$ . Оба откоса симметричного ядра имеют коэффициент заложения –  $m=0,2$ . Исходные данные для грунтов плотины и основания (строительный период без учета кривой депрессии) приняты, согласно проектным данным:

- ядро:  $E=15\text{ МПа}$ ;  $\rho=2100\text{ кг/м}^3$ ;  $\nu=0,3$  (суглинок);
- верхняя упорная призма:  $E=70\text{ МПа}$ ;  $\rho=2284\text{ кг/м}^3$ ;  $\nu=0,25$  (камень);
- нижний бьеф:  $E=70\text{ МПа}$ ;  $\rho=2040\text{ кг/м}^3$ ;  $\nu=0,25$  (камень);
- основание (прямоугольная плита толщиной  $165\text{м}$ ):  $E=13000\text{ МПа}$ ;  $\rho=2560\text{ кг/м}^3$ ;  $\nu=0,3$  (известняки).

Приняты следующие граничные условия:

- нижняя грань основания жестко закреплена, что выражается в отсутствии здесь горизонтальных –  $u$  и вертикальных –  $v$  возможных перемещений:

$$y=0: \quad \delta u|_{y=0}=0; \quad \delta v|_{y=0}=0;$$

- на боковых гранях основания – подвижные шарниры, здесь возможны вертикальные перемещения, горизонтальные отсутствуют: вертикальные). Граничные условия здесь будут:

$$\delta u|_{x=0,l}=0 \quad \delta v|_{x=0,l} \neq 0;$$

- гребень и нижний бьеф – свободны от нагрузки:

$$\sigma_{ij}n_j=0 \tag{1}$$

Расчеты выполнены в двух вариантах: 1 – плотина находится под действием только собственного веса и 2 – под собственным весом и гидростатическим давлением на верхний бьеф. В первом случае граничные условия на верхний бьеф совпадают с граничными условиями (1). Во втором – на точку поверхности, расположенную на глубине  $h_i$  от свободной поверхности воды, действует гидростатическое давление, определяемое по формуле

$$\sigma_{ij}n_j=\gamma h_i$$

Выше использовались обозначения:  $u, v$  – горизонтальные и вертикальные перемещения точки поверхности;  $\sigma_{ij}$  – компоненты тензора напряжений в точке поверхности;  $n_j$  – компонента вектора нормали к поверхности;  $\gamma$  – удельный вес жидкости ( $0,01\text{МН/м}^3$ ).

Задача о напряженно-деформированном состоянии плотины на основании решалась МКЭ, исходным уравнением для которого являлось вариационное уравнение [3, 4, 5]

$$\delta A = -\int_V \sigma_{ij} \delta \varepsilon_{ij} dV + \int_V \rho g \delta v dV + \int_S \gamma h \delta v dS = 0 \tag{2}$$

где интегралы представляют работу сил упругости – первый интеграл, массовых сил – вес – второй и гидростатического давления на поверхность верхового откоса – третий.

Для получения разрешающей системы уравнений в ходе конечно-элементной дискретизации элементы объединяются в узловых точках, перемещения которых и является решением вариационного уравнения (2), реализующим экстремум (минимум) функционала работы. Полученная при этом разрешающая система уравнений имеет вид

$$[K]\{u\}=[M]\{g\}+\{P\} \tag{3}$$

где  $[K]$ ,  $[M]$  – матрицы жесткости и массы всей модели, формирующаяся из матриц жесткости отдельных элементов;  $\{u\}$  – искомый вектор узловых перемещений;  $g$  – ускорение свободного падения ( $g=9,8\text{м/с}^2$ );  $\{P\}$  – вектор гидростатической нагрузки.

По полученным в ходе решения системы (3) перемещениям  $\{u\}$  узловых точек модели, определяются через перемещения внутри каждого элемента, а затем деформации в элементах – при помощи уравнений Коши

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial x} \\ \varepsilon_y &= \frac{\partial v}{\partial y} \\ \gamma_{xy} &= \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}\end{aligned}\quad (4)$$

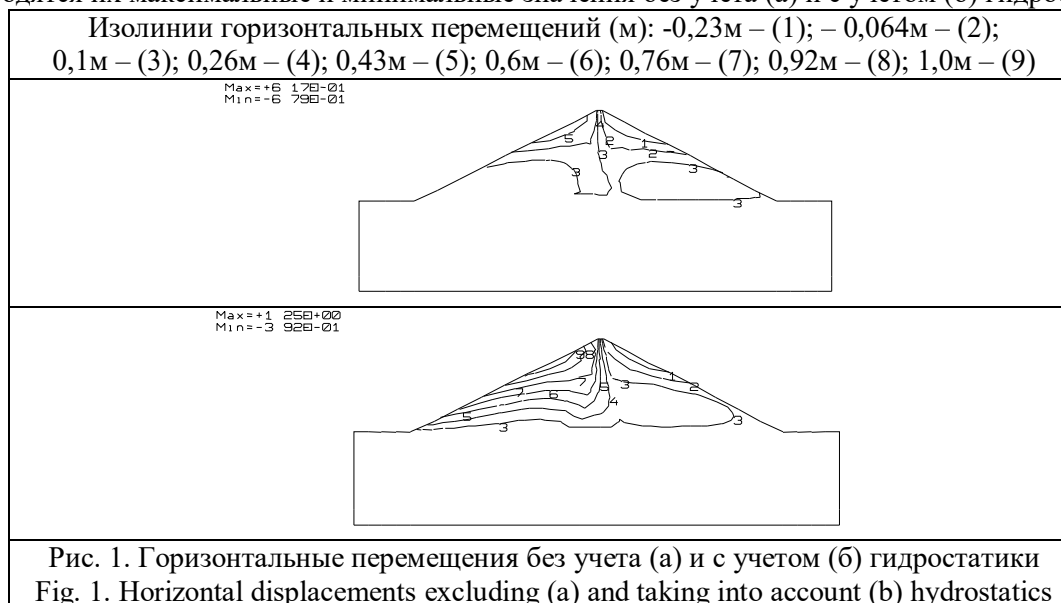
Напряжения определяются по формулам –

$$\begin{aligned}\sigma_x &= \frac{E}{1-\mu^2} \left( \frac{\partial u}{\partial x} + \mu \frac{\partial v}{\partial y} \right) \\ \sigma_y &= \frac{E}{1-\mu^2} \left( \frac{\partial v}{\partial y} + \mu \frac{\partial u}{\partial x} \right) \\ \tau_{xy} &= \frac{E}{2(1+\mu)} \left( \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right)\end{aligned}\quad (5)$$

### Результаты и обсуждения

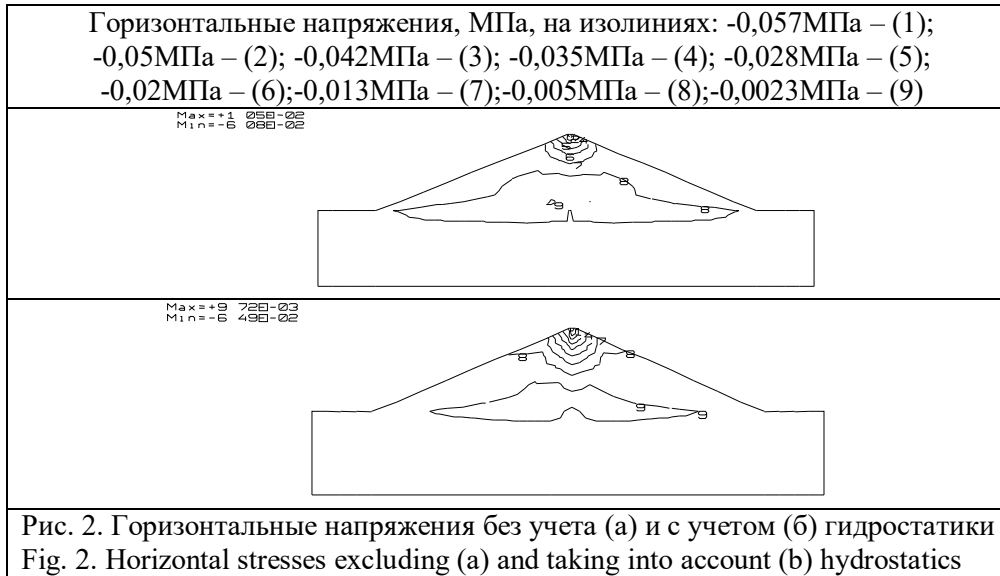
В ходе решения системы линейных алгебраических уравнений (3) методом Гаусса были определены деформации (4) и компоненты напряжений (5) в узловых точках модели плотины на основании.

На рис. 1 показано распределение горизонтальных перемещений по сечению плотины. Указаны значения перемещений (в метрах) на изолиниях с соответствующим индексом, одинаковым в обоих случаях, а также приводятся их максимальные и минимальные значения без учета (а) и с учетом (б) гидростатики.



Гидростатическое давление более чем в 2 раза увеличивает горизонтальные перемещения на верхнем откосе (линии 3-9 на рис. 1б и линии 3-5 на рис. 1а). Максимальные перемещения в пригребневой зоне составляют около 1м при гидростатическом давлении и 0,4м в его отсутствии.

Напряженное состояние сечения плотины представлено компонентами горизонтальных (рис. 2), вертикальных (рис. 3) и касательных (рис. 4) напряжений как с учетом (б), так и без учета гидростатики (а).



Горизонтальные напряжения при гидростатике незначительно увеличиваются, в основном, в пригребневой зоне (с 6МПа – рис. 2а до 6,5МПа (рис. 2б)).



Значения вертикальных напряжений с гидростатикой увеличиваются и на верховом откосе и на контакте с основанием.



Учет гидростатики изменяет симметричную картину касательных напряжений, наблюдаемую в сечении модели под действием только веса (рис. 4а). При учете только собственного веса касательные напряжения вдоль поверхности и верхового и низового откосов, особенно, у подошвы плотины незначительны (0,001-0,003МПа). Дополнительный же учет гидростатического давления на верховой откос увеличивает касательные напряжения вблизи основания откоса почти на порядок (0,01МПа). Увеличиваются также напряжения в пригребневой части ядра (до 0,024МПа). При этом распределение касательных напряжений в низовом откосе остаются почти без изменения (рис. 4б).

Полученные картины напряженного состояния грунтовой плотины на жестком основании вполне согласуются с известными работами [6-8].

Анализ полученных вычислений показывает, что при выбранном для грунта основания значения  $E=130000$ МПа, почти в 200 раз превосходящем модуль упругости материала призмы ( $E=70$ МПа), рассмотренную грунтовую плотину, без каких-либо значительных поправок, можно рассчитывать как сооружение на жестком основании, поскольку деформации и напряжения под действием указанных нагрузок проявляются не только в самом сооружении, но и тонком приграничном слое.

Далее был произведен расчет этой же грунтовой плотины с учетом данных о физико-механических характеристиках грунтов сооружения и основания по результатам опытного бурения (продольное сечение - в плоской постановке) согласно модели, показанной на рис. 5.

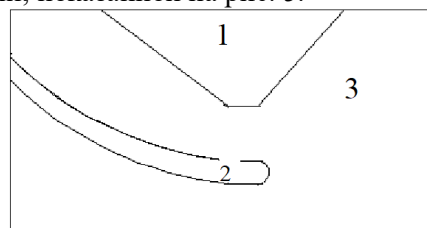


Рис. 5. Плоская модель продольного сечения грунтовой плотины (1) в неоднородном грунте (3) с ослабленной зоной (ангидридной зоной) (2)

Fig. 5. Flat model of a longitudinal section of a soil dam (1) in heterogeneous soil (3) with a weakened zone (anhydride zone) (2)

Рассматривалось напряженно-деформированное состояние плоской области (рис. 1), находящейся под действием собственного веса, включающей в себя продольное сечение плотины – 1; скальное основание (известняк) – 3 и ослабленную зону (ангидридную) (2). Полученные компоненты напряженно-деформированного состояния: перемещения, нормальные, касательные, главные и эквивалентные напряжения сравнивались с соответствующими компонентами области в отсутствие ангидридной зоны.

Физико-механические параметры: для плотины –  $E_1=700$ кГ/см<sup>2</sup>,  $\rho=2,284$ т/м<sup>3</sup>,  $\nu=0,3$ ; для известняка –  $E_3 = 130000$  кГ/см<sup>2</sup>,  $\rho=2,560$  т/м<sup>3</sup>,  $\nu=0,3$ ; и для ослабленной зоны –  $E_2=160$  кГ/см<sup>2</sup>,  $\rho=1,58$ т/м<sup>3</sup>,  $\nu=0,3$ .

Для удобства сравнения результаты представлены попарно – без ослабленной зоны грунта в основании (а) и с ослабленной зоной (ангидридная) неоднородного основания (б).

На рис. 6 приведено распределение вертикальных перемещений в расчетной области под действием собственного веса.

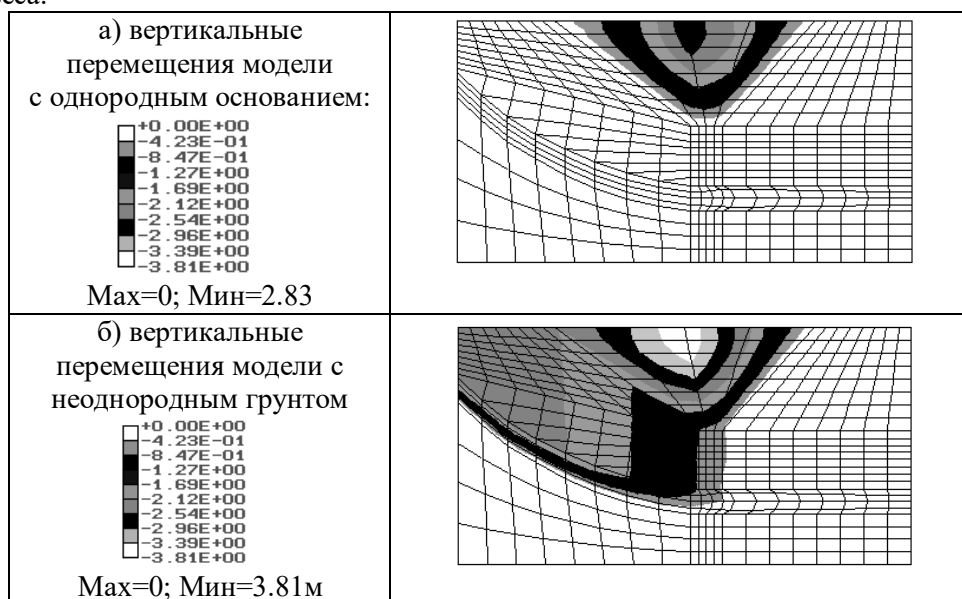


Рис. 6. Вертикальные перемещения модели с однородным (а) и неоднородным (б) грунтом  
Fig. 6. Vertical movements of the model with homogeneous (a) and heterogeneous (b) soil

При однородном без ослабленной зоны) жестком основании вертикальному перемещению подвергается в основном только область плотины, при наличии ослабленного слоя – помимо плотины, также и лежащая над этим слоем масса грунта. В ослабленной зоне также появляются значительные по величине вертикальные смещения т.е. происходит осадка грунта.

Вертикальные нормальные напряжения  $\sigma_y$  (МПа), вызванные такой деформацией показаны на рис. 7.

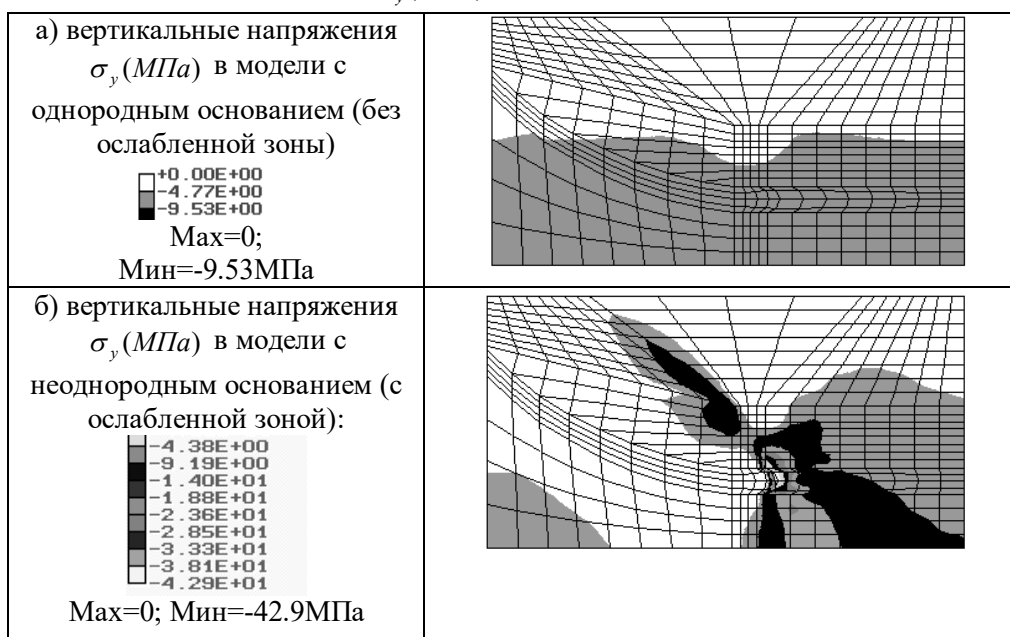


Рис. 7. Вертикальные напряжения  $\sigma_y$  (МПа), в модели под собственным весом в основании: однородный грунт (без ослабленной зоны) – а, грунт с ослабленной зоной – б).

Fig. 7. Vertical stress  $\sigma_y$  (MPa), in the model under its own weight at the base:

homogeneous soil (without a weakened zone) - а, soil with a weakened zone - б).

Симметричный характер деформирования вызывает и симметричное распределение вертикальных нормальных напряжений (рис. 7а). Наличие ослабленной зоны нарушает симметрию деформаций и вертикальных н напряжений. Значительно растут по модулю вертикальные напряжения они увеличены в зоне и на конце ослабленной зоны, где концентрация напряжений весьма значительна (43 МПа). В центральной части основании однородной модели (без ослабленной зоны) максимальные вертикальные

напряжения достигают значения  $-9,52$  МПа, что примерно соответствует напряжениям, вычисленным по приближенной формуле  $\sigma_y = \Sigma \gamma_i h_i$ . Действительно, в этой формуле  $\gamma_1 = 0.02284$  МН/м<sup>3</sup> – удельный вес грунта плотины;  $h_1 = 166$  м – высота плотины;  $\gamma_2 = 0,0256$  МН/м<sup>3</sup> – удельный вес грунта основания,  $h_2 = 380 - 166 = 214$  м – глубина основания под плотиной. Подставляя указанные значения, получим  $\sigma_y = -9,27$  МПа.

На рис. 8 показаны максимальные касательные напряжения  $\tau_{xy}$  (МПа).

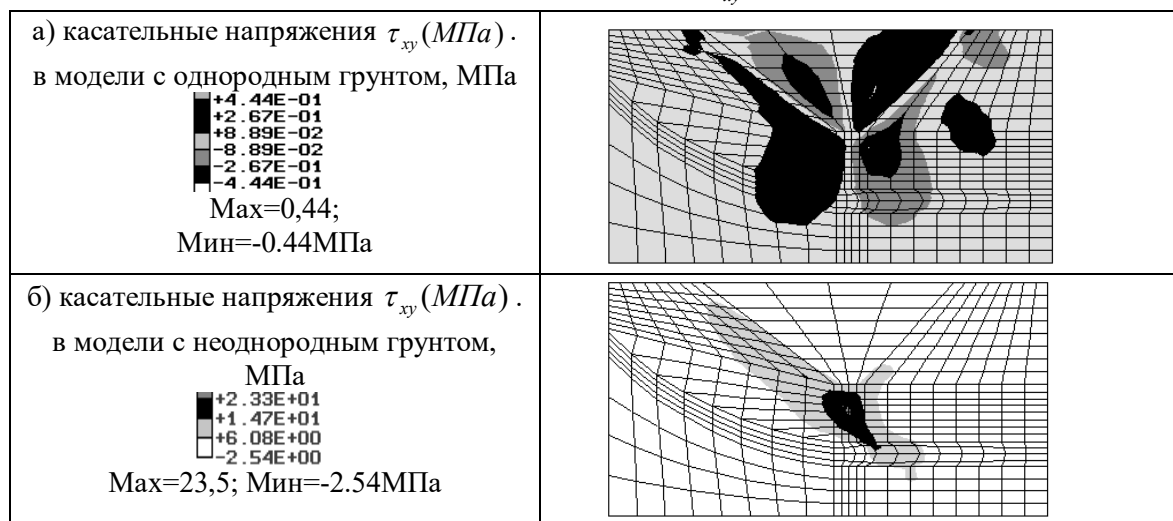


Рис. 8. Максимальные касательные напряжения  $\tau_{xy}$  (МПа) в модели под собственным весом: однородный грунт – а), грунт с ослабленной зоной – б).

Fig. 8. Maximum tangential stresses  $\tau_{xy}$  (MPa) in the model under its own weight: homogeneous soil - a), soil with a weakened zone - b).

Наличие ослабленной зоны перераспределяет касательные напряжения, которые значительно возросли – более чем на порядок – вдоль боковых границ плотины, а их максимальные значения приходятся на область между дном каньона и ослабленной зоны (рис. 8б).

Такое увеличение касательных напряжений способно вызвать разрушения на контакте сооружения с окружающим скальным основанием, вызванные сдвигом.

Главные напряжения – напряжения растяжения  $\sigma_1$  и сжатия  $\sigma_2$  – на рис. 9 и рис. 10.

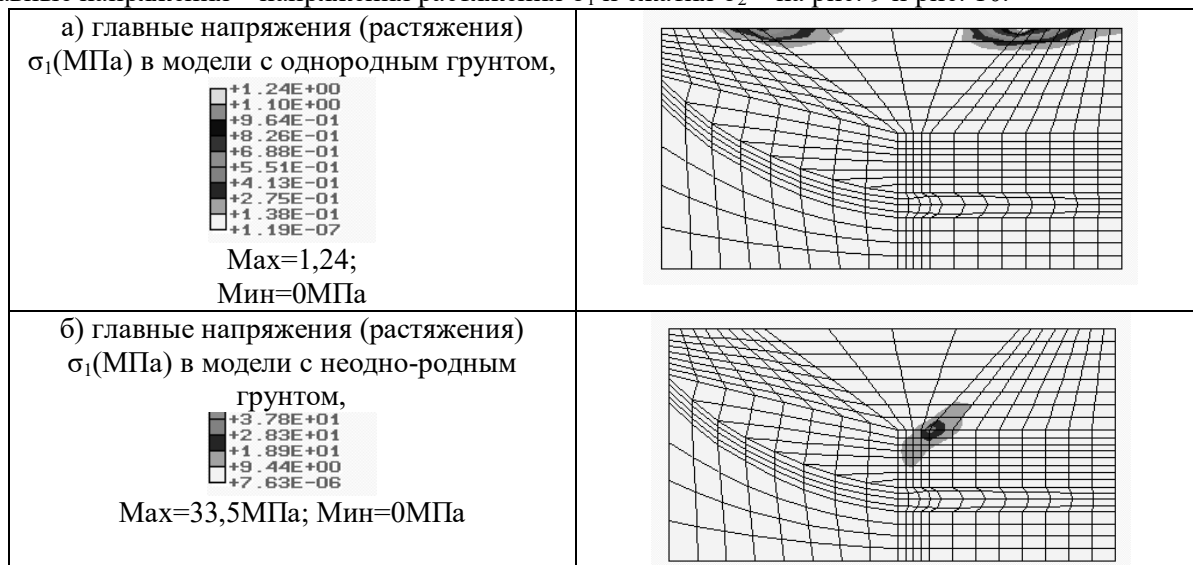


Рис. 9. Главные (растягивающие) (МПа) напряжения в модели под собственным весом: однородный грунт (без ослабленной зоны) – а), грунт с ослабленной зоной – б).

Fig. 9. The main (tensile) (MPa) stresses in the model under its own weight: homogeneous soil (without a weakened zone) - a), soil with a weakened zone - b).

Растягивающие напряжения в модели с однородным грунтом (без ослабленной зоны) приходятся, как этом следует из деформированного состояния, на береговые уступы, а при учете ослабленной зоны в основании левая часть основания опускается, вызывая сжатие ангидридной зоны и одновременно

значительное растяжение (до 33 МПа) правого борта каньона. Это подтверждается полученными результатами на рис. 9 (б).

Главные сжимающие напряжения  $\sigma_2$ (МПа) – на рис. 10.

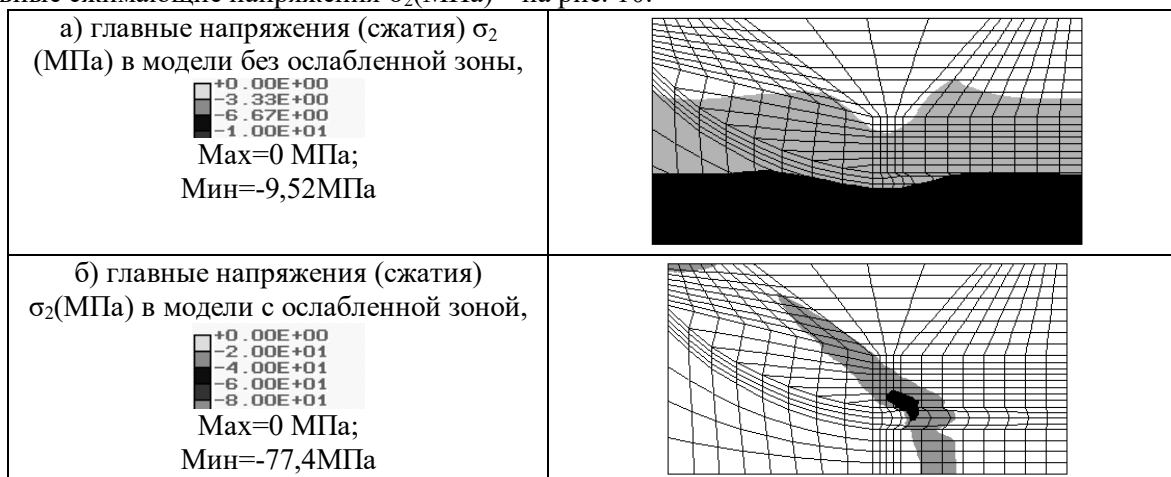


Рис. 10. Главные (сжимающие) напряжения  $\sigma_2$ (МПа) в модели под собственным весом: однородный грунт без ослабленной зоны) – а, грунт с ослабленной зоной – б).

Fig. 10. Main (compressive) stresses  $\sigma_2$  (MPa) in the model under its own weight: homogeneous soil without a weakened zone) - a, soil with a weakened zone - b).

Результаты для главных напряжений (сжатия)  $\sigma_2$ (МПа) показывают равномерно увеличивающееся сжатие к основанию области (рис. 10а), а наличие ослабленной зоны приводит к значительному увеличению сжатия на границе участка с различными физико-механическими свойствами грунтовыми характеристиками (рис. 10 б).

Представленные результаты (рис. 7-11) дают общую картину распределения компонент напряженного состояния модели (рис. 5) под собственным весом при наличии или в отсутствии ослабленной зоны в основании. Однако для количественной оценки в расчетах на прочность при сложном напряженном состоянии удобно оперировать эквивалентным напряжением, позволяющим определить переход материала из упругого состояния [9]. Эквивалентное напряжение определяется по формуле, в которую входит комбинация главных напряжений  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  –

$$\sigma_{\text{экв}} = \frac{\sqrt{2}}{2} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2} \quad (1)$$

Определенные по этой формуле эквивалентные напряжения представлены на рис. 11

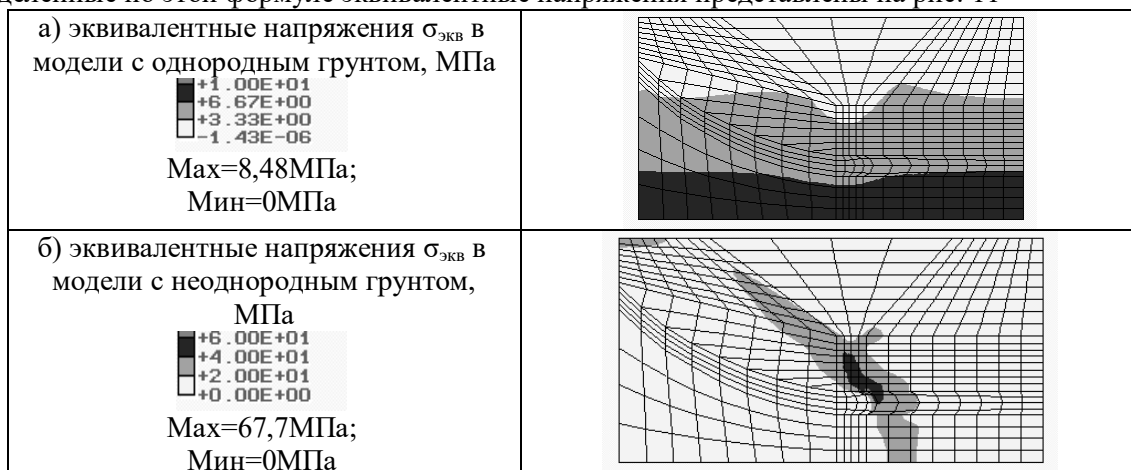


Рис. 11. Эквивалентные напряжения в модели под собственным весом: однородный грунт – а, грунт с ослабленной зоной – б

Fig. 11. Equivalent stresses in a model under its own weight: homogeneous soil - a, soil with a weakened zone - b

Используя в качестве критерия перехода из упругого состояния в пластическое энергию формоизменения (критерий Хубера-Мизеса), можно констатировать, что наиболее опасной является область, примыкающая к границе плотины, находящейся над ослабленной зоной, где отмечаются



наибольшие эквивалентные напряжения (рис. 11б), а также наибольшая деформация, показанная на рис. 11б. С увеличением  $E_2$  до жесткости окружающего грунта (рис. 8а), т.е. в случае однородного грунтового основания эквивалентные напряжения равномерно распределяются по высоте модели (рис. 8а), доходя до максимального в этом случае значения 8.48Па на жестком основании модели.

### Выводы

Исследовано напряженно-деформированное состояние при учете сил гравитации и гидростатического давления для однородной грунтовой плотины (без учета расположения кривой депрессии) однородного основания (без ослабленной зоны) и с учетом ослабленной зоны ангидритов.

При однородном основании по полученной деформации модели видно, что в случае учета только веса, деформация откосов – симметрична, тогда как при учете гидростатики симметрия нарушается.

Анализ полученных результатов показывает, что при выбранном для грунта основания значения  $E=130000$ МПа, почти в 200 раз превосходящем модуль упругости материала призм ( $E=70$ МПа), рассмотренную грунтовую плотину, без каких-либо значительных поправок, можно рассчитывать как сооружение на жестком основании, поскольку деформации и напряжения под действием указанных нагрузок проявляются не только в самом сооружении, но и тонком приграничном слое.

Анализ результатов при решении подобной задачи при однородном (без ослабленной зоны) жестком основании показывает, что вертикальному перемещению подвергается только область плотины, а при наличии ослабленного слоя – помимо плотины, также и лежащая над этим слоем масса грунта. В результате этого вертикального перемещения деформация модели увеличивается, теряет симметричную форму. Деформация модели под собственным весом показывает заметное сжатие ангидридной ослабленной зоны под действием веса вышележащих слоев грунта и потерю формы верхней границы основания.

Наличие ослабленной зоны нарушает симметрию деформаций и вертикальных напряжений. Значительно растут по модулю значения вертикальных напряжений на конце ослабленной зоны, где концентрация напряжений весьма значительна (43 МПа). В центральной части основания однородной модели (без учета ослабленной зоны) максимальные вертикальные напряжения достигают значения  $-9,52$  МПа, что примерно соответствует напряжениям, вычисленным по приближенной формуле  $\sigma_y = \Sigma \gamma_i h_i$ .

Наличие ослабленной зоны в основании плотины:

- нарушает также симметричное распределение максимальных касательных напряжений, которые были относительно небольшими в однородном грунте и распределялись вдоль боковых граней плотины; перераспределяя их, значения которых значительно возросли – более чем на порядок – вдоль боковых границ плотины, а их максимальные значения приходятся на область между дном каньона и ослабленной зоны.

Такое увеличение касательных напряжений способно вызвать разрушения на контакте сооружения с окружающим скальным основанием, вызванные сдвигом.

Растягивающие напряжения в модели с однородным грунтом (без ослабленной зоны) приходятся, как этом следует из деформированного состояния, на береговые уступы, а при учете ослабленной зоны в основании левая часть основания опускается, вызывая сжатие ангидридной зоны и одновременно значительное растяжение (до 33 МПа) правого борта каньона. Это видно из деформированного состояния и подтверждается полученными результатами.

Результаты для главных напряжений (сжатия)  $\sigma_2$ (МПа) показывают равномерно увеличивающееся сжатие к основанию области, а наличие ослабленной зоны приводит к значительному увеличению сжатия на границе участка с различными грунтовыми характеристиками.

### Литература

1. Ахмедов М.А., Саямова К.Д. Анализ и оценка повреждений гидротехнических сооружений. Ташкент: «Fan va texnologiya», 2016. 158 с.
2. Нежиховский Р.А. Наводнение на реках и озерах. Л.: Гидрометеиздат. 1988. 184 с.
3. Зенкевич О.К. Метод конечных элементов в технике. М.: Мир, 1975. 542 с.
4. Саямова К.Д., Руми Д.Ф. Влияние трещиноватого участка грунта основания на деформацию грунтовой плотины // Анализ, прогноз и управление природными рисками в современном мире: Материалы 9-ой Международной научно-практической конференции «Геориск-2015». 2015. Т. 1. С. 359 – 363.
5. Мирсаидов М.М., Годованников А.М. Сейсмостойкость сооружений. Ташкент, «Узбекистан», 2008, 220 с.
6. Иванов П.Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений: учеб. для гидротехн. спец.вузов. М.: Высшая школа. 1985. 352 с.

7. Гольдин А.Л., Рассказов Л.И. Проектирование грунтовых плотин: учебное пособие. М.: Изд-во АСВ, 2001. 384 с.
8. Гидротехнические сооружения (в двух частях). Ч. 1.: учебник для студентов вузов / Под ред. Гришина. М.: Высшая школа. 1979. 615 с.
9. Феодосьев В.И. Сопротивление материалов. М.: Наука, 1986. 512 с.

#### References

1. Ahmedov M.A., Salyamova K.D. Analiz i ocenka povrezhdenij gidrotekhnicheskikh sooruzhenij. Tashkent: «Fan va texnologiya», 2016. 158 p. (rus.)
2. Nezhikovskij R.A. Navodnenie na rekah i ozerah. L.: Gidrometeoizdat. 1988. 184 p. (rus.)
3. Zenkevich O.K. Metod konechnykh elementov v tekhnike. M.: Mir, 1975. 542 p. (rus.)
4. Salyamova K.D., Rumi D.F. Vliyanie treshchinovatogo uchastka grunta osnovaniya na deformaciyu gruntovoj plotiny. Analiz, prognoz i upravlenie prirodnyimi riskami v sovremennom mire: Materialy 9-oj Mezhdunarodnoj nauchno-prakticheskoy konferencii «Georisk-2015». 2015. 1. P. 359 – 363. (rus.)
5. Mirsaidov M.M., Godovannikov A.M. Sejsmostojkost' sooruzhenij. Tashkent, «Uzbekistan», 2008, 220 p. (rus.)
6. Ivanov P.L. Grunty i osnovaniya gidrotekhnicheskikh sooruzhenij: ucheb. dlya gidrotekhn. spec.vuzov. M.: Vysshaya shkola. 1985. 352 p. (rus.)
7. Gol'din A.L., Rasskazov L.I. Proektirovanie gruntovykh plotin: uchebnoe posobie. M.: Izd-vo ASV, 2001. 384 p. (rus.)
8. Gidrotekhnicheskie sooruzheniya (v dvuh chastyakh). CH. 1.: uchebnik dlya studentov vuzov. Pod red. Grishina. M.: Vysshaya shkola. 1979. 615 p. (rus.)
9. Feodos'ev V.I. Soprotivlenie materialov. M.: Nauka, 1986. 512 p. (rus.)

*Salyamova K.D. \*, Doctor of Engineering Sciences (Advanced Doctor), Professor,  
Rumi D.F., Candidate of Engineering Sciences (Ph.D.), Senior Research Officer,  
Turdikulov Kh.H., Master Student, Research Assistant,  
Institute of Mechanics and Seismic Stability of Structures  
of the Academy of Sciences of the Republic of Uzbekistan, Uzbekistan*  
\*Corresponding author E-mail: [klara\\_51@mail.ru](mailto:klara_51@mail.ru)

#### NUMERICAL CALCULATION OF STRESS-STRAIN STATE OF EARTH DAM UNDER BASIC LOADS WITH ACCOUNT OF INHOMOGENEOUS FOUNDATION

**Abstract:** design, construction and operation of earth hydrotechnical structures located in seismic regions require a continuous improvement of computational methods for calculating various loads (static and dynamic ones). On the basis of the developed methodology and the complex of applied programs, an earth dam (Tupolang HPP) is calculated for the basic loads (gravity forces, hydrostatics) taking into account the design features and the actual physical and mechanical characteristics of soil both at the structure and at its earth foundation ( the height of the structure is 165m). The problem is solved in a plane elastic statement by the numerical finite element method. As the result of the calculation the isolines were obtained of equal displacements (horizontal and vertical), stresses (normal, tangential, principal) over the area occupied by the structure and its inhomogeneous foundation. A number of physical conclusions were made regarding the construction of important structures on an inhomogeneous earth foundation.

**Keywords:** Tupolang earth dam, displacements, stresses, earth foundation, finite element method, plane elastic problem

**Для цитирования:** Салымова К.Д., Руми Д.Ф., Турдикулов Х.Х. Численный расчет напряженно-деформированного состояния грунтовой плотины при основных нагрузках с учетом неоднородного основания // Строительные материалы и изделия. 2019. Том 2. №3. С. 48 – 57. DOI: 10.34031/2618-7183-2019-2-3-48-57

**For citation:** Salyamova K.D., Rumi D.F., Turdikulov Kh.H. Numerical calculation of stress-strain state of earth dam under basic loads with account of inhomogeneous foundation. Construction Materials and Products. 2019. 2 (3). P. 48 – 57. DOI: 10.34031/2618-7183-2019-2-3-48-57

Поступила в редакцию 10 января 2019 г.  
Принята в доработанном виде 15 апреля 2019 г.  
Одобрена для публикации 23 мая 2019 г.

Received: January 10, 2019.  
Revised: April 15, 2019.  
Accepted: May 23, 2019.