

УДК: 624.042.7

МОДЕЛИРОВАНИЕ ПРОЦЕССА УВЛАЖНЕНИЯ ГРУНТОВОЙ ПЛОТИНЫ ПРИ ЗАПОЛНЕНИИ ВОДОХРАНИЛИЩА

Мирсаидов М.М. - д.т.н., профессор, Султанов Т.З. - д.т.н., доцент,
Руми Д.Ф. - к.т.н., старший научный сотрудник, Ярашев Ж.А. - ассистент
Ташкентский институт ирригации и мелиорации

Аннотация

Ушбу мақолада грунтнинг намланишини ҳисобга олган ҳолда грунтли тўғонларнинг кучланганлик ҳолатларини баҳорат қилиш учун деформацияланиш жараёнларини моделлаштириш ёритилган. Тўғон танасида намликни тарқалиши натижасида грунтли тўғонларнинг кучланганлик – деформация ҳолатларини ўзгаришини баҳолашнинг математик модели, ҳисоблаш усули, алгоритми ва ЭХМ дастури ишлаб чиқилиб, масалани қўйилиши ва уни ечиш учун Лагранжнинг вариация тенгламаси ва чекли элементлар усулидан фойдаланилган. Ишлаб чиқилган моделлар, усуллар, алгоритм ва дастурлар ҳамда олинган натижаларнинг ҳаққонийлиги бир қатор тест масалаларни ечиш орқали исботланган. Тест масалалари кўринишида сув омборининг вақтлар бўйича турли сатхларда тўлдирилиши натижасида грунтли тўғонларнинг танасида намлик, капилляр босим ва ҳосил бўлувчи кучланишларни тақсимланиши келтирилган.

Abstract

This paper presents the modeling of deformation process of earth dams for the prediction of the stress state with taking into account the soil moisture. There were created the mathematical model, the method, algorithm and computer program for calculating the evaluation of transformation of stress strain state of subsurface dams because of the spread of water in the dam body. For the solution of the problem statement there were used variations of "Lagrange" equation and finite element techniques method. For the reliability of the developed models, methods, algorithms, computer programs and the results which are obtained were confirmed the decision of test problems. In example solution of test problems showed the distribution of moisture, pore pressure and there is tension in the body of groundwater construction at different points in time at different filling of the reservoir.

Аннотация

В данной работе излагается моделирование процессов деформирования грунтовых плотин для прогноза их напряженного состояния с учетом увлажнения грунта. Разработаны математическая модель, метод, алгоритм и программа ЭВМ для расчета оценки трансформации напряженно-деформированного состояния грунтовой плотины в результате распространения влаги в теле плотины. Для постановки и решения задачи использовано вариационное уравнение Лагранжа и метод конечных элементов. Достоверность разработанных моделей, методик, алгоритмов, программы на ЭВМ и полученных результатов подтверждены решением тестовых задач. На примере решения тестовых задач показано распределение влажности, порового давления и возникающих напряжений в теле грунтовых сооружений в различные моменты времени при различном заполнении водохранилища.

Строительство грунтовых сооружений требует определения напряженно-деформированного состояния в грунтах как в деформируемых средах. При этом в грунтах в зависимости от уровня приложенной нагрузки возникают упругие, пластические деформации, а также проявляются не только линейные, но и нелинейные свойства среды.

Напряженно-деформированное состояние грунтовых массивов может быть определено экспериментально и теоретически. И если первый путь строго индивидуален и требует существенных материальных затрат, то второй путь представляется универсальным и легко переносится на различные случаи грунтовых сооружений, оснований и разновидностей нагрузок.

В настоящей работе при проведении исследований поведения грунтовой плотины используется модель деформирования просадочных грунтов при увлажнении [1]. Использование этой модели не дает возможности получить аналитические решения, поэтому здесь используется численный метод (МКЭ) с привлечением математического аппарата механики грунтов и механики сплошной среды.

В настоящее время в научной литературе имеются многочисленные результаты экспериментальных исследований по изменению физико-механических характерис-

тик лессовых грунтов и их просадочности при различной степени их увлажненности [1-4]. В этих исследованиях показано, что при увлажнении под действием статических нагрузок, лессовые грунты претерпевают интенсивное структурное изменение. В результате меняются значения всех физико-механических параметров грунта, таких как плотность, коэффициенты Пуассона и бокового расширения, модули деформаций, пределы прочности и т.д. Следовательно, в этих грунтах с увлажнением происходит и трансформация напряженно-деформированного состояния (НДС). Несмотря на многочисленные экспериментальные материалы, практически отсутствуют модели деформирования, учитывающие влияние влажности на напряженно-деформированное состояние грунтов. Однако такие уравнения необходимы при прогнозировании НДС грунтовых сооружений и просадки грунтовых оснований, особенно если это гидротехнические сооружения.

Проведенные экспериментальные исследования в [2-4] по просадочности лессовых грунтов при увлажнении показывают, что с увеличением влажности начинают ослабевать структурные связи между твердыми минеральными частицами грунта, особенно лесса, как следствие растворения в воде заполняющих поры грунта минеральных солей. В результате структура грунта, т.е. его твердый скелет как бы начинает «разрушаться». Однако

между разрушением скелета грунта, его структуры, под действием различных нагрузок при больших деформациях и «разрушением» (изменением) структуры грунта под действием влаги имеется существенное различие. Если в первом случае это механический процесс, то во втором – это скорее физико-химический. Тем не менее, в обоих случаях структура грунта изменяется, при этом изменяются его механические характеристики и уменьшаются прочностные свойства.

Известно, что деформирование грунтов в пределах нагрузок до 0,5 МПа имеет почти обратимый характер. Результаты опытов [5,6] показали, что при увлажнении этот предел уменьшается, т.е. увлажнение грунтов при одинаковых значениях напряжения приводит к увеличению деформаций и снижению прочности грунта.

По данным экспериментов [6] выявлено, что параметры прочности лессовых грунтов являются однозначными функциями от влажности, причем функциональные зависимости объемного сжатия и сдвига, силы сцепления и коэффициента угла внутреннего трения уменьшаются по экспоненциальному закону с увеличением влажности

при исследовании напряженно - деформированного состояния грунтовых массивов, контактирующих с водной средой, должна учитывать переменность механических характеристик грунтов в зависимости от степени увлажненности.

Следуя [7-9], где разработаны нелинейные законы деформирования с учетом структурных разрушений грунта при объемном деформировании и основываясь на результатах исследований [5, 6], модель объемного деформирования грунта с учетом влажности можно написать в виде зависимости [1]:

$$\frac{dP}{dt} = K(w, \theta) \exp(\alpha(1-I)) \frac{d\theta}{dt} \quad (2)$$

основу которой представляет уравнение состояния упругой среды. Здесь используются следующие обозначения: $P = (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)/3$ – полное давление; $\theta = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z$ – полная деформация; $I = I_w + I_s$, I_w – параметр, характеризующий структурное изменение грунта под действием влаги, а I_s – при действии сжимающей нагрузки.

Следуя [1], принимаем $I_s = \theta/\theta^*$ (3)

где: θ^* – значение объемной деформации, при которой

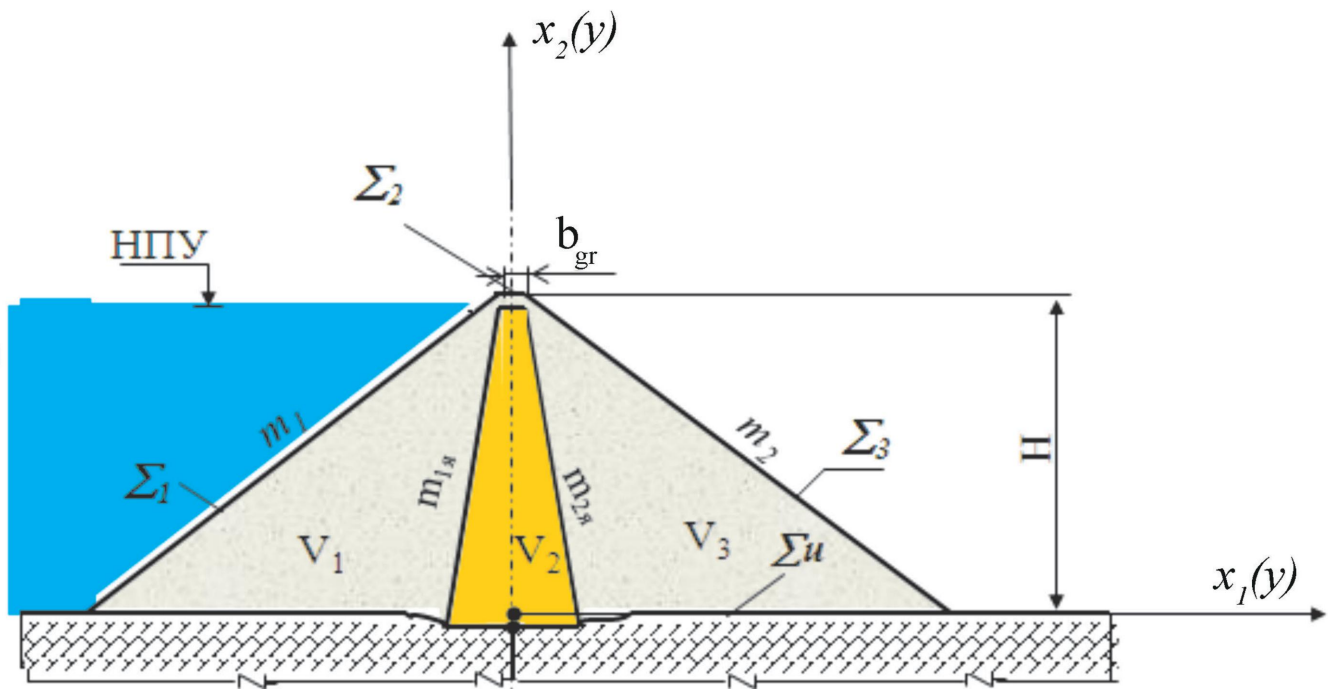


Рис.1. Модель грунтовой плотины с заполненным водохранилищем

грунта [1]:

$$\begin{aligned} K(I_w) &= K_{sat} \exp(\alpha K(1-I_w)); & G(I_w) &= G_{sat} \exp(\alpha G(1-I_w)); \\ c(I_w) &= c_{sat} \exp(\beta(1-I_w)); & \mu(I_w) &= \mu_{sat} \exp(\gamma K(1-I_w)) \end{aligned} \quad (1)$$

где K_{sat} , G_{sat} , c_{sat} , μ_{sat} – соответственно модули объемного сжатия и сдвига, сила сцепления и коэффициент угла внутреннего трения полностью увлажненного грунта; K , G , β , γ – эмпирические безразмерные коэффициенты, характеризующие степени изменения соответствующих механических характеристик просадочного грунта; $I_w = w/w_{sat}$ – параметр, характеризующий степень увлажненности грунта; w – текущая влажность грунта; w_{sat} – влажность, соответствующая полному заполнению пор грунта водой.

Таким образом, выбираемая модель деформирования

структура грунта полностью претерпевают изменение;

$$I_w = w/w^* \quad (4)$$

w^* – значение влажности, при которой скелет грунта полностью теряет прочность.

Здесь необходимо отметить, что значения I_s и I_w меняются в пределах от 0 до 1. Следовательно, значение I может в предельном случае достигать 2. Однако в расчетах значение $I \leq 1$.

Расчетные значения параметров модели грунта выбирались согласно [1]: $K^* = 10$ МПа, $\alpha = 2,5$; $\theta^* = 0,3$.

Конечно-элементная дискретизация и математическая постановка плоской задачи о фильтрации жидкости через тело плотины.

Процесс фильтрации влаги сквозь грунтовую среду

описывается квазигармоническим уравнением

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial w}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial w}{\partial y} \right) + (Q^* - \mu \frac{\partial w}{\partial t}) = 0 \quad (5)$$

где $w(t, x, y)$ - неизвестная однозначная в рассматриваемой области функция увлажнения; k_x, k_y - известные функции координат - коэффициенты фильтрации (в случае $k_x \neq k_y$ - анизотропного грунтового массива); Q^* - известная функция координат и времени (в задачах, рассматриваемых ниже эта функция представлена увлажнением верхового откоса, находящегося ниже уровня воды).

Для решения плоской задачи о распределении увлажнения среды в грунтовой плотине рассматривается трапециевидальное сечение находящейся в плоско-деформируемом состоянии (рис.1). Верхняя и одна боковая стороны его свободны от напряжения, а нижняя часть жестко закреплена.

Для постановки задачи используется вариационное уравнение Лагранжа, кинематические граничные условия, соотношения Коши и закон Гука [10]. Для решения поставленной задачи используется метод конечных элементов (МКЭ) [11].

Граничные условия на поверхности, где происходит постоянное замачивание (на части верхового откоса, находящейся ниже уровня воды), задаются максимальным значением функции увлажненности w [12]:

$$w = w_s + w_{\max} = 0.38 \quad (6)$$

На остальной части границы выполняется условие уноса влаги -

$$k_x \frac{\partial w}{\partial x} l_x + k_y \frac{\partial w}{\partial y} l_y + \alpha w = 0 \quad (7)$$

где l_x, l_y - направляющие косинусы внешней нормали к граничной поверхности; αw - потеря влаги путем конвекции. При $\alpha=0$ и условие (7) сводится к известному условию непроницаемости границы

$$\frac{\partial w}{\partial n} = 0 \quad (8)$$

В наших исследованиях боковые границы предполагаются проницаемыми, а основание - непроницаемым, на котором скапливается жидкость, поэтому увлажненность здесь со временем возрастает до максимального уровня $w_{\max} = 0.38$ (9)

Уравнение (5) вместе с граничными (6)-(9) и начальными для функции $w_0 = w(t=0)$ условиями однозначно определяет решение задачи на определенном интервале времени.

В некоторый фиксированный момент времени производные от w по времени и все коэффициенты могут рассматриваться как заданные функции координат и тогда задача аналогична квазистатической при условии, что выражение в последнем слагаемом в (5) трактуется как независимая от времени функция координат $Q(x, y)$. В этом случае уравнение (5) эквивалентно требованию минимизации функционала [12]

$$W = \int_V \left[\frac{1}{2} \left\{ k_x \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 + k_y \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)^2 \right\} - Qw \right] dv + \int_S q w ds \quad (10)$$

по всей области при тех же граничных условиях для w . Здесь $Q = -\mu \frac{\partial w}{\partial t}$; S - поверхность области, на которой задаются граничные условия (6) - (9).

Конечно-элементная дискретизация рассматриваемой задачи получается в результате разбиения рассма-

триваемой области на конечные элементы треугольной формы, с линейной аппроксимацией функции увлажнения внутри элемента $w = \frac{a + bx + cy}{2s}$ (11)

В результате конечно-элементной дискретизации, для нестационарной задачи о распределении влаги по всей области в результате максимального увлажнения части свободной поверхности получается следующая разрешающая система дифференциальных уравнений

$$[C] \frac{\partial}{\partial t} \{w\} + [H] \{w\} = 0 \quad (12)$$

где матрица $[H]$ получается в результате объединения элементарных матриц $[h]^e$ вида

$$[h]^e = \frac{k_x}{4s} \begin{bmatrix} b_i b_i & b_i b_j & b_i b_m \\ b_j b_j & b_j b_m & \\ b_m b_m & & \end{bmatrix} + \frac{k_y}{4s} \begin{bmatrix} c_i c_i & c_i c_j & c_i c_m \\ c_j c_j & c_j c_m & \\ c_m c_m & & \end{bmatrix} \quad (13)$$

а матрица $[C]$ - в результате объединения матриц $[c]^e$:

$$[c]^e = \frac{\mu s}{12} \begin{bmatrix} 2 & 1 & 1 \\ 1 & 2 & 1 \\ 1 & 1 & 2 \end{bmatrix} \quad (14)$$

Решение полученной системы дифференциальных уравнений (12) дает ответ на поставленную задачу о распределении нестационарного поля увлажнения области в зависимости от времени. Для ее решения используется алгоритм, основанный на методе Ньюмарка с разложением функций $w(t_i + \tau)$ и $\dot{w}(t_i + \tau)$ в ряды по степеням τ - шага интегрирования, приводящим к разрешающей системе алгебраических уравнений относительно функции увлажнения w_{i+1} :

$$[A] \{w_{i+1}\} = \{P_{i+1}\}, \quad (15)$$

где $[A] = [H] + [C] \beta / (\alpha \tau)$; (16)

$$\{P_{i+1}\} = [C] \left[\frac{\beta \{w_i\}}{\alpha \tau} + \left(\frac{\beta}{\alpha} - 1 \right) \{\dot{w}_i\} + \frac{\tau}{2} \left(\frac{\beta}{\alpha} - 2 \right) \{\ddot{w}_i\} \right] \quad (17)$$

$\{w_i\}, \{\dot{w}_i\}, \{\ddot{w}_i\}$ - найденные на предыдущем шаге по времени функция увлажнения и ее производные.

На первом шаге для формирования системы алгебраических уравнений используются начальные условия при $t=0$: $w = w_0$; $\dot{w} = \dot{w}_0$. Система алгебраических уравнений (15) решается методом Гаусса. Полученные решения $w_1, \dot{w}_1$ используются для формирования и решения системы уравнений на втором шаге. Далее процесс повторяется требуемое число шагов по времени.

Описанный алгоритм применен к решению задач о распространении влаги по телу грунтовой плотины по времени при заполнении водохранилища до определенного уровня.

Тестовая задача о распределении порового давления в глинистом ядре грунтовой плотины. Поровое давление консолидации возникает в глинистых грунтах основания и теле земляных плотин в процессе их уплотнения под действием собственного веса вышележающего грунта, гидростатического давления и увлажнения верхового откоса.

Расчет порового давления производится, если грунт водонасыщен со степенью влажности $w \geq 0.85$ и коэффициентом фильтрации $k_f < (5-10) 10^{-6} \text{ см/с}$ ($\approx 10^{-2} \text{ м/сут}$).

В работе [13] приведено сравнение натурных замеров в ядре плотины Сер-Понсон и результаты расчетов порового давления, выполненные по указанным в работе

формулам, которые свидетельствуют о хорошем соответствии расчетных данных действительной картине распределения порового давления в тонких ядрах.

Нами выполнены аналогичные расчеты. Разработанная авторами методика расчета, заключается в выполнении следующих шагов:

1 – определяется поле распределения увлажнения грунтового объекта в различные моменты времени;

2 – корректируются параметры увлажненного грунта (его удельный вес с учетом насыщения жидкостью) [13].

3 – решается статическая задача определения напряженного

состояния исследуемой области (ядра плотины) с учетом собственного веса, гидростатического давления и неоднородности грунта (за счет различной увлажненности участков плотины) в различные моменты времени от начала заполнения водохранилища. Поровое давление представляет собой среднеарифметическое значение нормальных напряжений, действующих во взаимно-перпендикулярных направлениях.

При расчете были использованы следующие параметры: коэффициенты фильтрации: по горизонтали $k_x=0,1$ м/сутки, по вертикали $k_y=0,001$ м/сутки. Геометрия исследуемого сооружения: высота 16,8м, коэффициенты откосов 0,4; ширина гребня 2м. Уровень заполнения водохранилища учитывался в двух вариантах: до уровня 0,75Н и максимальный уровень заполнения. При этом при каждом уровне заполнения водохранилища поровое давление определялось при различном увлажнении – при увлажнении только левой части ядра и при полном увлажнении. По полученному увлажнению определялся удельный вес увлажненного грунта, увеличивающийся на величину проникающей в него жидкости:

$$\gamma = \gamma_0 (1 + w) \quad (18)$$

Затем находились компоненты напряжений в неравномерно увлажненном сооружении под воздействием гидростатического давления на верхний откос и с учетом полученного веса увлажненного грунта.

Таким образом, поставленная задача включала в себя решение двух задач: задачи влагопереноса и статической задачи теории упругости.

При решении тестовой задачи, как сказано выше, сначала решалась задача влагопереноса: т.е. определялось распределение изолиний увлажненности грунта при увлажнении левой части ядра, граничащей с верхним откосом. На рис.2 показано распределение изолиний увлажненности грунтового сооружения, находящегося в водоеме, заполненном на 0,75Н. Причем рис.2а соответствует случаю, когда процесс влагопереноса затронул только половину (до оси симметрии) ядра, а на рис.2б показано распределение линий увлажненности по всему телу ядра. При этом временной интервал от начала процесса в первом случае составлял 50 суток, а во втором – около 100 суток.

Характер полученных изолиний соответствует харак-

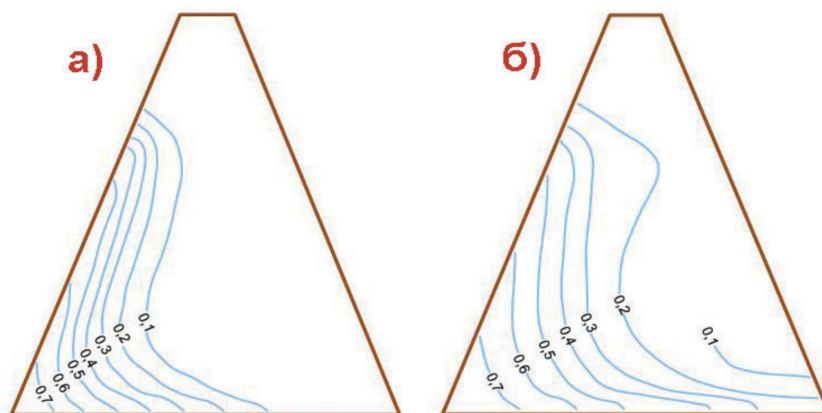


Рис.2. Распределение изолиний увлажненности в ядре плотины после установки уровня воды на высоте 0,75Н через 50 суток - а) и через 100 суток - б)

теру распределения увлажнения в плотине с течением времени: область увлажнения, распространяющегося с заданной скоростью $k_x=0,1$ м/сутки от поверхности откоса, граничащей с водой. Параллельно распространяющаяся влага проходит через поверхность основания далее в грунт, в то время как на непроникающей границе (рис.2а,б) сохраняемая влага служит источником распространения влаги вдоль основания.

По полученному в конкретное время увлажнению по формуле (16) определялся удельный вес грунта сооружения и решалась статическая задача упругости для нахождения порового давления в соответствующее время при учете гидростатического давления, собственного веса и неравномерного увлажнения грунта. При этом уровень гидростатического давления, как было указано, рассматривался в двух вариантах: при заполнении водохранилища до высоты 0,75Н и при полном заполнении.

Для более точного количественного сравнения с результатами, приведенными в [13], у авторов настоящей исследования отсутствовали необходимые данные относительно геометрии области и коэффициентов фильтрации по горизонтали ($k_x=0,1$ м/сутки) и по вертикали ($k_y=0,001$ м/сутки). Тем не менее, полученные по предлагаемой методике результаты отражают картину распределения давления, аналогичную той, что приведена в работе [13].

На рис.3 показаны изолинии вертикальных напряжений в ядре под действием только собственного веса. Полученная картина распределения вертикального давления совпадает с приведенной на рисунке в работе [13] картиной распределения давления в теле ядра, полученной по расчету и в процессе замеров до заполнения водохранилища, только под действием собственного веса.

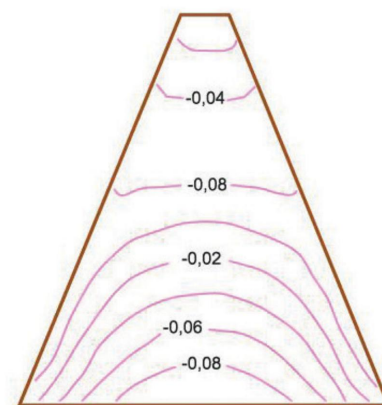


Рис.3. Вертикальные напряжения (МПа) в ядре под действием только собственного веса

Такое соответствие результатов также может служить доказательством справедливости получаемых решений.

На рис.4 показано распределение порового давления

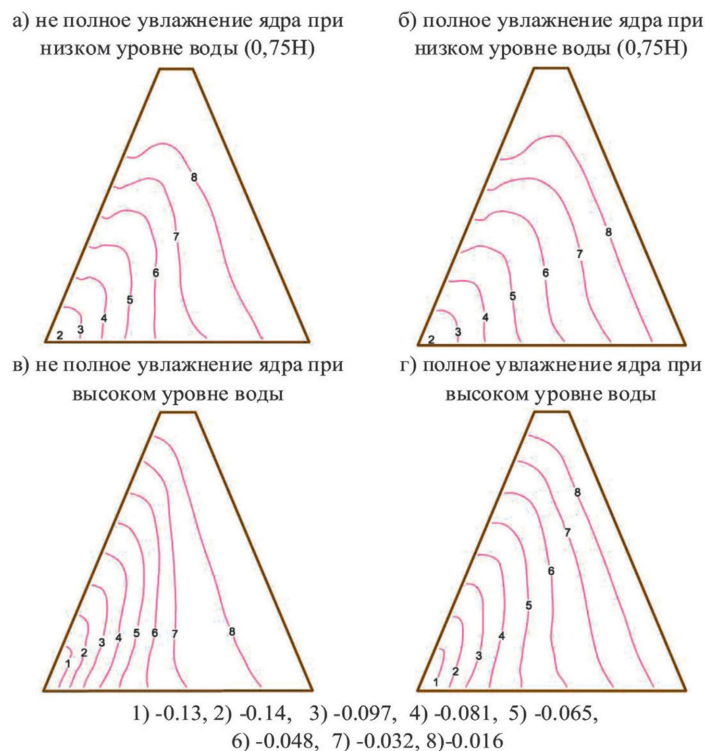


Рис.4. Изолинии порового давления, МПа, в ядре плотины в зависимости от уровня заполнения водохранилища и времени процесса

в теле ядра при различной продолжительности увлажнения и различном уровне воды на верховом откосе. Значения давления на изолиниях, одинаковые индексы в которой соответствуют одинаковым значениям давления на всех чертежах. Пояснения относительно уровня заполнения водохранилища (полное или на уровне 0,75Н) и продолжительности процесса увлажнения (увлажнение части или всего ядра) даны также на рисунке.

Результаты доказывают, что наибольшее поровое давление достигается внизу верхового откоса при максимальном заполнении водохранилища (рис.4в,г). Со временем поровое давление равномерно распространяется по всей области ядра, но его максимальная величина внизу верхового откоса остается неизменной.

Закключение.

Решение представленной тестовой задачи и согласованность полученных результатов с данными работы [13], является доказательством справедливости разработанной методики расчета грунтовых гидротехнических сооружений, учитывающей фильтрацию жидкости, неоднородность увлажнения грунта при фильтрации, различный уровень наполнения водохранилища.

Разработанная методика основана на численном методе конечных элементов и последовательном решении этим методом задачи влагопереноса (фильтрация жидкости) и статической задачи теории упругости (определение НДС и порового давления в увлажненном грунте сооружения).

Список использованной литературы:

1. Хусанов Б.Э. Модели деформирования лессового грунта при увлажнении.-1.Одноосное деформирования//Узб.журнал "Проблемы механики"- 2004-№5-6.-С.31-36.
2. Мирзаев А.Г., Тер-Мартirosян З.Г., Усманходжаев И.И. Об изменение напряженного состояния лесового грунта в процессе замачивания // Доклады АН УзССР. – 1984. – № 7. – С.19-22.
3. Мустафаев А.А. Основы механики просадочных грунтов. – М.: Стройиздат, 1978. – 263 с.
4. Мустафаев А.А. Фундаменты на просадочных и набухающих грунтах. – М.: Высшая школа, 1989. – 590 с.
5. Ничипорович А.А., Цыбульник Т.И. Определение порового давления в малопроницаемых грунтах тела плотины в процессе их консолидации. - Труды ВОДГЕО. 1963. сб.4.-с.5-37.
6. Цыбульник Т.И. Определение порового давления в ядре высокой плотины при переменных значениях характеристик грунта. - Труды ВОДГЕО. 1965.- вып.2.- с.28-33.
7. Султанов К.С., Хусанов Б.Э., Салямова К.Д., Умарханов С.И. Влияние влажности грунта на напряженное состояние грунтовой плотины при сейсмическом воздействии. //Ж. Проблемы развития транспортных и инженерных коммуникаций. Москва. 2003. "2-3.-С.22-26.
8. Султонов К.С. «Упруго-вязко-пластическая модель деформирования структурно неустойчивой грунтовой среды». //ДАН РУз, 1997, №10, с.24-27
9. Султонов К.С., Мирзаев А.Г. «Модель деформирования просадочных грунтов с учетом влажности». //ДАН РУз, 1999, №7, с.32-35
- 10.Мирсаидов М., Султанов Т.З., Руми Д.Ф. Оценка прочности грунтовых сооружений с учетом предельно-напряженного состояния грунтов. //Материалы Международной научно-технической конференции, посвященной 70-летию академика Т.Ш.Ширинкулова. –Самарканд, 2007. –Книга-4. –С.38-44.
- 11.Зенкевич О. Метод конечных элементов в технике.- М.:Мир, 1975. -541 с.
- 12.Mirsaidov M.M., Sultanov T.Z. Theory and methods of strength assesment of earth dams. - LAP LAMBERT academic publishing, Germany. 2015. 334 pp.
- 13.Розанов Н.Н. Плотины из грунтовых материалов – М. Стандарт. 1983. 296 с.