

В. П. Старинский

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАИВЫГОДНЕЙШЕГО РАСПОЛОЖЕНИЯ СБОРНЫХ РЕЗЕРВУАРОВ ВОДОЗАБОРОВ ПОДЗЕМНЫХ ВОД

Водозаборы подземных вод широко используются в водоснабжении различных отраслей народного хозяйства. Широкое применение они нашли в сельском хозяйстве и промышленности. Одним из важных вопросов рационального проектирования и эксплуатации водозаборов подземных вод является разработка методики определения наивыгоднейшего места расположения их сборных резервуаров на выбранной трассе перекачки воды от водоисточника до потребителя.

Поскольку к. п. д. глубинных насосов скважин (первый подъем) значительно ниже к. п. д. насосного оборудования станций второго подъема, то по условиям минимума затрат электроэнергии при проектировании водозаборов подземных вод необходимо стремиться к такому расположению их сборных резервуаров, при котором величина напора, преодолеваемого насосами первого подъема, была бы минимальной. Это условие следует из выражения (1), определяющего величину суммарных годовых затрат энергии на подъем и подачу воды потребителям

$$\mathcal{E} = \frac{0,00272WH_1}{\eta_1} + \frac{0,00272WH_2}{\eta_2} = 0,00272W \left(\frac{H_1}{\eta_1} + \frac{H_2}{\eta_2} \right), \quad (1)$$

где W — годовое количество поданной потребителям воды; H_1 и H_2 — среднегодовые напоры соответственно станций первого и второго подъема; η_1 и η_2 — средние значения к. п. д. насосных агрегатов этих станций. Причем H_1 и η_1 представляют собой средневзвешенные по Q_i отдельных скважин водозабора величины.

Учитывая, что $H_1 + H_2 = H \cong \text{const}$, выражение (1) можно представить в виде

$$\mathcal{E} = 0,00272W \left(\frac{H_1}{\eta_1} + \frac{H - H_1}{\eta_2} \right) = 0,00272W \left[\frac{H}{\eta_2} + H_1 \times \left(\frac{1}{\eta_1} - \frac{1}{\eta_2} \right) \right], \quad (2)$$

где H — суммарный напор, преодолеваемый станциями первого и второго подъема.

Поскольку $\eta_1 < \eta_2$, то минимум выражения (2) совпадает с минимумом величины H_1 . Представив H_1 как сумму геометрической высо-

ты подъема воды $H_{г1}$ и величины потерь напора $\Delta H_1 (H_1 = H_{г1} + \Delta H_1)$, получим, что при положительных значениях $H_{г1}$ минимум затрат энергии на подъем и подачу потребителям воды будет возможен при расположении сборных резервуаров водозабора непосредственно у самих водозаборных скважин. При отрицательных же значениях $H_{г1}$, соответствующих случаю понижения местности в начале или по всей трассе водоводов, этот минимум может иметь место при расположении сборного резервуара непосредственно на трассе перекачки воды, не исключая и точку подключения этой трассы к городской водопроводной сети.

Следует отметить, что оптимальное расположение сборных резервуаров на трассе перекачки воды определяется не только величиной эксплуатационных затрат электроэнергии. Известно, что насосные станции второго подъема работают с большим коэффициентом часовой неравномерности, чем станции первого подъема. В связи с этим для подачи одного и того же годового объема воды потребителям водоводы должны быть большего диаметра, а следовательно, и большей удельной стоимости (единицы длины) этих водоводов. Поэтому, исходя из принципа обеспечения минимума строительной стоимости водоводов, сборные резервуары водозаборов подземных вод следовало бы располагать только у водопотребителя, т. е. в конце трассы перекачки воды.

Чтобы найти действительно наилучшее расположение сборного резервуара, необходимо рассматривать капитальные и эксплуатационные затраты по водозабору вместе. При этом, кроме основных затрат, следует учитывать и все виды сопряженных с ними затрат, зависящих от места расположения резервуара. К последним относятся затраты по устройству дорог и подъездов, зон санитарной охраны, а также линий электроснабжения, связи и каналов телемеханики.

Суммарные, приведенные к одному году затраты на строительство и эксплуатацию водозабора, можно представить в виде

$$Z = (\epsilon_B + p_B)(C_{B_1} + C_{B_2}) + \sum (\epsilon_i + p_i)C_i + 0,00272W \times \\ \times \left(\frac{H_1}{\eta_1} + \frac{H_2}{\eta_2} \right) \zeta + A, \quad (3)$$

где ϵ_B, ϵ_i — нормативные коэффициенты эффективности капиталовложений соответственно в водоводы и сопряженные с водозабором объекты; p_B, p_i — соответственно величины амортизационных отчислений в долях от строительной стоимости объекта; C_{B_1}, C_{B_2}, C_i — соответственно полная строительная стоимость водоводов станции первого и второго подъема, а также сопряженных объектов; A — заработная плата эксплуатационного персонала; ζ — стоимость или тариф единицы затраченной электроэнергии.

Принимая за начало трассы перекачки воды последнюю скважину водозабора (рис. 1), а за конец — точку подсоединения водоводов этой трассы к городской водопроводной сети и обозначая длину трассы через L , получаем

$$\left. \begin{aligned} C_{B_1} &= \bar{C}_{B1}x, \\ C_{B_2} &= \bar{C}_{B2}(L - x). \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

Переменную от x часть величины строительных затрат на возведение сопряженных объектов ввиду отсутствия конкретных данных по условиям их возведения обозначим пока в общем виде как

$$C_i = f_{ci}(x). \tag{5}$$

Характер этой функции для каждого сопряженного элемента зависит от многих факторов. Однако в каждом отдельном случае он будет вполне определенным. В частности, функция $C_i = f_{ci}(x)$ для строительных затрат по линиям связи и телемеханики может быть представлена в виде выражений (4) со своими коэффициентами. так как длина

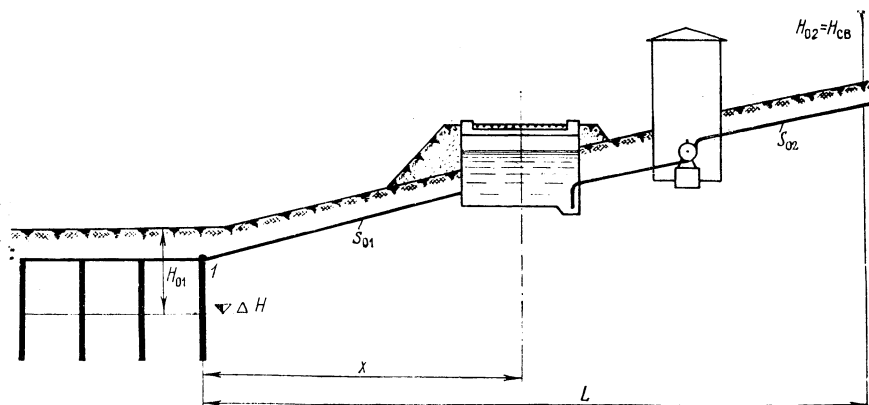


Рис. 1. Расчетная схема водозабора.

этих линий обычно изменяется в зависимости от x аналогично изменению длины водоводов станций первого и второго подъема. Что же касается функции $C_i = f_{ci}(x)$ для линий энергоснабжения, зон санитарной охраны, дорог и подъездов, то она целиком зависит от того, насколько выбранная трасса перекачки воды согласуется с существующей в данном районе сетью этих линий и дорог, а также от того, насколько разнообразны здесь топографические, геологические и другие условия. Функция эта может быть выражена по-разному. В самом общем виде она представляет собой некоторую ступенчатую кривую, которую всегда можно выразить если не в аналитической, то в графической форме.

Напоры станций первого и второго подъемов H_1 и H_2 для произвольного расположения сборного резервуара x на трассе перекачки воды будут равны:

$$\left. \begin{aligned} H_1 &= H_{01} + \Delta h_1 + f_{\Delta}(x) + h_{w_1}(x) = H_{01} + \Delta h_1 + f_{\Delta}(x) + \\ &\quad + s_{01}\gamma_1 \left(\frac{W}{N} \right)^2 x; \\ H_2 &= H_{02} + \Delta h_2 + [f_{\Delta}(L) - f_{\Delta}(x)] + h_{w_2}h_2(L - x) = H_{02} + \\ &\quad + \Delta h_2 + [f_{\Delta}(L) - f_{\Delta}(x)] + s_{02}\gamma_2 \left(\frac{W}{N} \right)^2 (L - x), \end{aligned} \right\} \tag{6}$$

где H_{01} — средневзвешенная по величинам подач отдельных скважин водозабора геометрическая высота подъема воды насосными станциями первого подъема, определяемая как расстояние по вертикали от средневзвешенного динамического горизонта воды в скважинах водозабора до отметки дневной поверхности земли у последней скважины водозабора; H_{02} — величина свободного напора в точке подключения водоводов насосной станции второго подъема к городской водопроводной сети; $\Delta h_1, \Delta h_2$ — потери напора в коммуникациях насосных станций (для насосных станций первого подъема) водозаборов подземных вод (величина Δh_1 определяется как сумма средневзвешенной величины потерь напора в водоподъемных трубах скважин и соответствующих потерь на участках сборного водовода вплоть до точки подключения к нему последней скважины); $f_{\Delta}(x), [f_{\Delta}(L) - f_{\Delta}(x)]$ — геометрические высоты подъема воды, преодолеваемые соответственно насосными станциями первого и второго подъемов на пути подачи воды по своим водоводам; $s_{01}\gamma_1 \left(\frac{W}{N}\right)^2 x$ и $s_{02}\gamma_2 \left(\frac{W}{N}\right)^2 (L - x)$ — потери напора соответственно в водоводах станций первого и второго подъема; s_{01}, s_{02} — удельные сопротивления водоводов станций первого и второго подъема; γ_1, γ_2 — коэффициенты, учитывающие отклонение действительной средневзвешенной величины потерь напора в этих водоводах, вызванных неравномерностью их работы, от средних значений потерь, найденных для случая равномерной подачи воды; $N = 31,6 \cdot 10^6$ — число секунд в году.

Значения коэффициентов s_{01}, s_{02}, γ_1 и γ_2 определяются специальным расчетом. В частности, если сборный водовод состоит из нескольких параллельных ниток с удельным сопротивлением s_{0i} каждая, то общее удельное сопротивление водовода определяется по формуле

$$s_0 = \frac{1}{\left(\sum_{i=0}^{i=n} \frac{1}{\sqrt{s_{0i}}}\right)^2}, \quad (7)$$

где n — число ниток водовода.

Если водовод состоит из n одинаковых ниток, то его суммарное удельное сопротивление можно найти по формуле

$$s_0 = \frac{s_{0i}}{n^2}. \quad (8)$$

Значения коэффициентов γ_1 и γ_2 определяются по формуле

$$\gamma = \frac{N^2 \sum Q_i^3 \Delta t_i}{W^3}, \quad (9)$$

где $Q_i, \Delta t_i$ — характерные величины подачи воды и соответствующие им продолжительности подач.

Что касается расходов по содержанию эксплуатационного персонала, то они, как правило, от величины x не зависят и поэтому в расчетах могут не учитываться. Объясняется это тем, что число обслуживаемых на водозаборе точек или объектов в зависимости от места расположения резервуара не изменяется, как и общая длина водопроводных

линий. Изменяется лишь расстояние между станциями первого и второго подъема, что оказывает влияние на время доставки на эти объекты части эксплуатационного персонала для ремонтных и прочих работ. Однако в пределах существующих расстояний между станциями первого и второго подъема это не может оказать заметного влияния на величину A . В тех случаях, когда величина A заметно зависит от x , исключение ее из расчета является недопустимым.

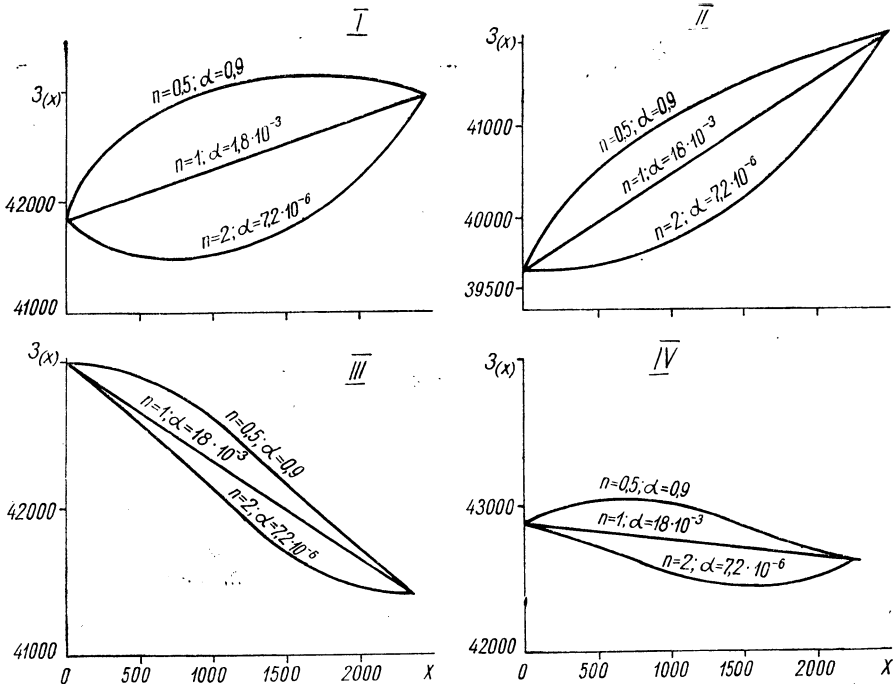


Рис. 2. Зависимости $Z(x)$ для расчетных случаев.

Следует заметить, что величины $H_{01}, H_{02}, \Delta h_1, \Delta h_2$, входящие в выражения (6), не являются функциями расположения сборных резервуаров на трассе перекачки воды x , поэтому эти величины в дальнейшем в расчет можно не включать.

С учетом сказанного зависящие от x суммарные затраты по водозабору могут быть представлены в виде

$$Z(x) = (\epsilon_b + p_b)[c_{b1}x + c_{b2}(L - x)] + \sum(\epsilon_i + p_i)f_{ci}(x) + 0,00272W_u \times$$

$$\times \left[\frac{f_{\Delta}(x) + s_{01}\gamma_1 \left(\frac{W}{N}\right)^2 x}{\eta_1} + \frac{f_{\Delta}(L) - f_{\Delta}(x) + s_{02}\gamma_2 \left(\frac{W}{N}\right)^2 (L - x)}{\eta_2} \right]. \quad (10)$$

Изменяя величину x в пределах $0 \leq x \leq L$, можем построить функцию $Z(x)$, затем найти ее минимум и решить поставленную задачу. Причем в качестве координат зависимости $f_{\Delta}(x)$ принимаются соответствующие

метки дневной поверхности земли, взятые из профиля трассы перекачки воды.

Как видно из выражения (10), минимум функции $Z(x)$ зависит от многих факторов. Во-первых, он определяется значениями величины $c_{в1}$ и $c_{в2}$. Разность этих величин в известной степени определяет характер кривой $Z(x)$ и, в частности, общий угол ее наклона относительно оси x . Во-вторых, на положение минимума функции $Z(x)$ существенное влияние оказывает характер профиля трассы перекачки воды, т. е. вид зависимости $f_{\Delta}(x)$. Оказывают свое влияние и величины к. п. д. насосных станций η_1 и η_2 . Это видно из рис. 2, где представлены кривые $Z(x)$ для четырех характерных случаев. Первый из них соответствует, например, величинам $c_{в1} = 36$ руб/м, $c_{в2} = 48$ руб/м, $\eta_1 = 0,5$, $\eta_2 = 0,65$; второй $c_{в1} = 34$ руб/м, $c_{в2} = 42$ руб/м, $\eta_1 = 0,5$, $\eta_2 = 0,65$; третий $c_{в1} = 36$ руб/м, $c_{в2} = 48$ руб/м, $\eta_1 = 0,55$, $\eta_2 = 0,6$; четвертый $c_{в1} = 34$ руб/м, $c_{в2} = 42$ руб/м, $\eta_1 = 0,55$, $\eta_2 = 0,60$. Общая длина трассы водоводов для всех случаев принята $L = 2500$ м, а годовая производительность водозабора $W = 7,0$ млн. м³. Для каждого из рассматриваемых случаев приняты одни и те же три характерные очертания профиля дневной поверхности по трассе переброски воды, которые представлены в виде некоторой обобщенной кривой вида

$$f_{\Delta}(x) = \alpha x + \beta x^m \tag{11}$$

с различными значениями коэффициентов α и β и показатели степени m . В частности, первая кривая $f_{\Delta}(x)$ характеризуется коэффициентами $\alpha = 0$, $\beta = 72 \cdot 10^{-6}$ и показателем степени $m_1 = 2,0$, вторая — $\alpha = 0$, $\beta = 18 \cdot 10^{-3}$ и $m_2 = 1$ и третья — $\alpha = 0$, $\beta = 9 \cdot 10^{-1}$ и $m_3 = 0,5$.

На координату минимума функции $Z(x)$ известным образом оказывают влияние и некоторые другие величины, такие, как ϵ , p , γ_1 , γ_2 , u и т. п.

Определим условия достижения функцией $Z(x)$ своих экстремальных значений. Для этого возьмем производную от нее по x и приравняем результат нулю. Тогда

$$\frac{\partial Z(x)}{\partial x} = (\epsilon_{в} + p_{в})(c_{в1} - c_{в2}) + \sum(\epsilon_i + p_i) f'_{c_i}(x) + 0,00272 W_u \times$$

$$\times \left[\frac{f_{\Delta}(x) + s_{01} \left(\frac{W}{N} \right)^2 \gamma_1}{\eta_1} - \frac{f'_{\Delta}(x) + s_{02} \left(\frac{W}{N} \right)^2 \gamma_2}{\eta_2} \right] = 0. \tag{12}$$

Известно, что минимальное значение функции $Z(x)$ при удовлетворении кривой $f_{\Delta}(x)$ условию (11) и уравнению (12) будет иметь место только в том случае, если вторая производная этой функции по x на рассматриваемом участке L будет положительна, т. е. если

$$\frac{\partial^2 Z(x)}{\partial x^2} = \sum(\epsilon_i + p_i)^2 f''_{c_i}(x) + 0,00272 \left[\frac{f''_{\Delta}(x)}{\eta_1} - \frac{f''_{\Delta}(x)}{\eta_2} \right] = 0. \tag{13}$$

Если же вторая производная функция $Z(x)$ отрицательна, то условие (12) будет соответствовать максимуму функции $Z(x)$. Поскольку величина $\sum(\epsilon_i + p_i) f'_{c_i}(x) \geq 0$, то при $\eta_2 > \eta_1$ знак второй производ-

ной функции $Z(x)$ определяется только знаком $f''_{\Delta}(x)$. Поэтому форма кривой $f_{\Delta}(x)$ является определяющим элементом в выборе оптимального места расположения сборных резервуаров водозаборов подземных вод на трассе их водоводов.

Из выражения (12) видно, что если $\eta_2 > \eta_1$, то минимум функции $Z(x)$ на участке $0 < x < L$ будет иметь место тогда, когда вторая производная от $f_{\Delta}(x)$ по x положительна, т. е. если $f''_{\Delta}(x) > 0$, так как только в этом случае будет положительной и вторая производная от функции $Z(x)$ по x .

Так как только для выпуклых вниз кривых вторая производная имеет положительное значение, минимум функции (10) на участке $0 < x < L$ следует искать только для выпуклых вниз профилей трассы перекачки воды $f_{\Delta}(x)$. Оптимальное расположение сборного резервуара в этом случае можно определить из выражения (12), подставив в него соответствующие значения для $\Sigma(\epsilon_i + p_i)f'_{ci}(x)$ и $f'_{\Delta}(x)$.

При принятой аналитической аппроксимации кривой $f_{\Delta}(x)$ выражением вида (11) первая производная по x от $f_{\Delta}(x)$ равна

$$f'_{\Delta}(x) = \alpha + m\beta x^{m-1}. \tag{14}$$

Тогда зависимость (12), соответствующая условию достижения минимума полных затрат по водозабору подземных вод, может быть представлена в виде

$$\begin{aligned} & (\epsilon_B + p_B)(c_{B_1} - c_{B_2}) + \Sigma(\epsilon_i + p_i)f'_{ci}(x) + 0,00272W_u \times \\ & \times \left[\alpha + m\beta x^{m-1} \left(\frac{1}{\eta_1} - \frac{1}{\eta_2} \right) + \frac{s_{01} \left(\frac{W}{N} \right)^2 \gamma_1}{\eta_1} - \frac{s_{02} \left(\frac{W}{N} \right)^2 \gamma_2}{\eta_2} \right] = 0, \end{aligned} \tag{15}$$

откуда

$$\begin{aligned} x_{\text{опт}}^{m-1} &= \frac{0,00272W_u \left[\alpha + \frac{s_{01}}{\eta_1} \left(\frac{W}{N} \right)^2 \gamma_1 - \frac{s'_{02}}{\eta_2} \left(\frac{W}{N} \right)^2 \gamma_2 \right] +}{0,00272Wm\beta \times} \dots \rightarrow \\ & \rightarrow \dots \frac{+ (\epsilon_B + p_0)(c_{B_1} - c_{B_2}) + \Sigma(\epsilon_i + p_i)f'(x)}{\times \left(\frac{1}{\eta_1} - \frac{1}{\eta_2} \right)} \end{aligned} \tag{16}$$

или

$$\begin{aligned} x_{\text{опт}} &= \frac{\sqrt[m-1]{0,00272W_u \left[\alpha + \frac{s_{01}}{\eta_1} \left(\frac{W}{N} \right)^2 \gamma_1 - \frac{s'_{02}}{\eta_2} \left(\frac{W}{N} \right)^2 \gamma_2 \right] +}{0,00272Wm\beta \times} \dots \rightarrow \\ & \rightarrow \dots \frac{+ (\epsilon_B + p_0)(c_{B_1} - c_{B_2}) + \Sigma(\epsilon_i + p_i)f'(x)}{\times \left(\frac{1}{\eta_1} - \frac{1}{\eta_2} \right)}. \end{aligned} \tag{17}$$

Когда зависимость $f_{\Delta}(x)$ линейна ($\alpha \geq 0$, $\beta \leq 0$ и $m = 1$), минимум функции $Z(x)$ может иметь место только на концах отрезка L , т. е. при $x=0$ или $x=L$ в зависимости от соотношения значений величин $c_{в1}$, $c_{в2}$, η_1 , η_2 , ζ , $\Sigma(\varepsilon_i + p_i)f'(x)$ и др. Поэтому для определения места рационального расположения резервуара водозабора в этом случае достаточно найти величины $Z(x)$ при $x=0$ и $x=L$, сопоставить их между собой и принять меньшее значение.

Аналогично поступают, когда зависимость $f_{\Delta}(x)$ имеет выпуклость вверх ($\alpha \geq 0$, $\beta \leq 0$ и $m \neq 1$), так как на отрезке $0 < x < L$ функция $Z(x)$ получает максимальное значение.

Таким образом, мы установили основные закономерности расположения минимума функции $Z(x)$ водозаборов подземных вод, а также соответствующего ему места рационального расположения сборных резервуаров воды, которые могут быть использованы при проектировании водозаборов подземных вод.

Когда зависимости $f_{c_i}(x)$ и $f_{\Delta}(x)$ не могут быть представлены в виде монотонных аналитических функций вследствие беспорядочного изменения отметок дневной поверхности земли по трассе водоводов и других условий в районе водозабора, минимум функции $Z(x)$ определяется с помощью выражения (10). При этом проверяются лишь те точки профиля водоводов, которые имеют минимальные отметки дневной поверхности земли или минимальные затраты по сопряженным объектам. Для всех остальных отметок трассы значения функции $Z(x)$ будут всегда большими.

Изложенное поясним на примере. Пусть необходимо определить рациональное место расположения сборного резерва для водозабора производительностью $W = 7,0$ млн. m^3 воды в год при общей дальности перекачки $L = 2500$ м. Водоводы станций первого и второго подъема уложены в две нитки каждый диаметром соответственно $d_1 = 400$ и $d_2 = 500$ мм. Удельные гидравлические сопротивления каждой из этих ниток равны $s_{01} = 0,2062$ и $s_{02} = 0,06222$, а строительная стоимость единицы их длины составляет $c_{в1} = 2 \cdot 17 = 34$ и $c_{в2} = 2 \cdot 21 = 42$ руб./пог. м (для двух ниток).

К. п. д. насосного оборудования станций первого и второго подъемов $\eta_1 = 0,55$, $\eta_2 = 0,60$, $H_{01} = 12$ м, $H_{02} = 20$ м, $\Delta h_1 = 4,5$ м, $\Delta h_2 = 1,5$ м, $\gamma_1 = 1,065$, $\gamma_2 = 2,14$.

Функция профиля трассы водоводов монотонна и представляет собой кривую, выпуклую вниз. Она характеризуется зависимостью вида

$$f_{\Delta}(x) = 72 \cdot 10^{-6} x^2.$$

Общий подъем дневной поверхности земли по трассе водоводов составляет

$$\Delta H = f_{\Delta}(L) - f_{\Delta}(0) = 38 \text{ м.}$$

Затраты по сопряженным объектам от положения сборных резервуаров практически не зависят.

Подача воды станциями первого и второго подъемов осуществляется по двум одинаковым ниткам водоводов. Отсюда их расчетное удельное сопротивление с учетом параллельной работы ниток будет равно

$$\bar{s}_{01} = \frac{s_{01}}{2^2} = \frac{0,2062}{4} = 0,0513, \quad \bar{s}_{02} = \frac{s_{02}}{2^2} = \frac{0,06222}{4} = 0,0131.$$

Оптимальное расположение сборного водовода, согласно (17), при $\varepsilon=0,15$, $p_0=0,023$ и $\zeta=0,02$ руб./квт·ч:

$$x_{\text{опт}} = \frac{0,00272 \cdot 10^6 \cdot 0,02 \left[\frac{0,0513}{0,55} \left(\frac{7,0 \cdot 10^6}{51,6 \cdot 10^6} \right)^2 1,065 \frac{0,0131}{0,60} \times \right.}{0,00272 \cdot 7,0 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 7,2 \cdot 10^6 \times} \dots \rightarrow$$

$$\rightarrow \dots \frac{\times \left(\frac{7,0 \cdot 10^6}{31,6 \cdot 10^6} \right)^2 2,14 \left. \right] + (0,15 + 0,023)(42 - 34)}{\times \left(\frac{1}{0,55} - \frac{1}{0,60} \right)} = 435 \text{ м.}$$

Если бы функция профиля водоводов была линейной и представлялась выражением вида $f_{\Delta}(x) = 18 \cdot 10^{-3}x$, то при тех же условиях минимум функции был бы на одном из концов отрезка L . Для уточнения места расположения этого минимума определим значение функции $Z(x)$ при $x=0$ и $x=L$:

$$Z(0) = (0,15 + 0,023)(0 + 42 \cdot 2500) + 0,00272 \cdot 7 \cdot 10^6 \cdot 0,02 \frac{12 + 0 + 4,5}{0,55} +$$

$$+ \frac{20 + 18 \cdot 10^{-3} \cdot 2500}{0,60} + \frac{1,5 + 0,0131 \cdot 2500 \left(\frac{7 \cdot 10^6}{31,6 \cdot 10^6} \right)^2 \cdot 2,14}{0,60} =$$

$$= 58\,750 \text{ руб.},$$

$$Z(L) = (0,15 + 0,023)(34 \cdot 2500 + 0) + 0,00272 \cdot 7 \cdot 10^6 \cdot 0,02 \times$$

$$\times \left[\frac{12 + 18 \cdot 10^{-3} \cdot 2500}{0,55} + \frac{4,5 + 0,0513 \left(\frac{7 \cdot 10^6}{31,6 \cdot 10^6} \right)^2 \cdot 0,065 \cdot 2500}{0,55} + \right.$$

$$\left. + \frac{20 + 1,5}{0,65} \right] = 75\,400 \text{ руб.}$$

Поскольку $Z(L) > Z(0)$, то рациональным местом расположения сборного резервуара водозабора будет начало трассы водоводов. Аналогично можно установить и место расположения сборных резервуаров для любой выпуклой вверх кривой $f_{\Delta}(x)$.

Отметим, что рассмотренный способ определения наиболее выгодного места расположения сборных резервуаров водозаборов подземных вод основан на допущении, что с изменением напоров на станциях первого и второго подъемов к. п. д. их насосного оборудования остается неизменным. Это допущение можно считать справедливым, если предположить, что с изменением x на насосных станциях каждый раз подбирается новое насосное оборудование, максимально удовлетворяющее требованиям обеспечения высокоэффективной его работы. При этом допускается обточка колес на станциях второго подъема и изменение числа рабочих колес в насосных агрегатах артезианских скважин.

Так как не всегда можно добиться постоянства к. п. д. при расчете по выбору оптимального расположения резервуаров водозабора ~~всегда~~ приходится учитывать и связь к. п. д. насосного оборудования с развиваемым им напором и подачей воды. В этом случае в выражение (10) подставляются переменные значения η_1 и η_2 , зависящие от развиваемого насосами станций первого и второго подъемов напора, т. е. от значения x при заданных остальных величинах этого выражения.

Оптимальное значение x для вогнутой вниз кривой $f_{\Delta}(x)$ определяется из выражения

$$\frac{\partial Z(x)}{\partial x} = (\varepsilon_B + p_B)(c_{B_1} - c_{B_2}) + \sum(\varepsilon_i - p_i)f'_{c_i}(x) + 0,00272W_u \times$$

$$\times \left(\frac{\eta_1 \frac{\partial H_1}{\partial x} - H_1 \frac{\partial \eta_1}{\partial H_1} \cdot \frac{\partial H_1}{\partial x}}{\eta_1^2} + \frac{\eta_2 \frac{\partial H_2}{\partial x} - H_2 \frac{\partial \eta_2}{\partial H_2} \cdot \frac{\partial H_2}{\partial x}}{\eta_2^2} \right) = 0,$$

полученного путем дифференцирования зависимости (10) по x с учетом того, что к. п. д. насосных станций зависит от их напора H и x .