

Инж. А. СТУККИ

АРОЧНЫЕ ПЛОТИНЫ



ОНТИ • ГОССТРОЙИЗДАТ • 1934

Инж. А. СТУККИ

АРОЧНЫЕ ПЛОТИНЫ

(ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ)

Перевод с французского инж. ВИА РККА

Е. К. КАРЯГИНА под редакцией

проф. ВИА РККА

В. П. СКРЫЛЬНИКОВА

Главным управлением учебных заведений НКТП СССР утверждено в качестве учебного пособия для строительных вузов

Москва 19  34 Ленинград

ОНТИ. ГОССТРОЙИЗДАТ. Государственное научно-техническое из-во строительной индустрии и судостроения. НКТП. СССР.

ALFRED STUCKY

ETUDE
SUB LES BARRAGES ARQUÉS

ПРЕДИСЛОВИЕ

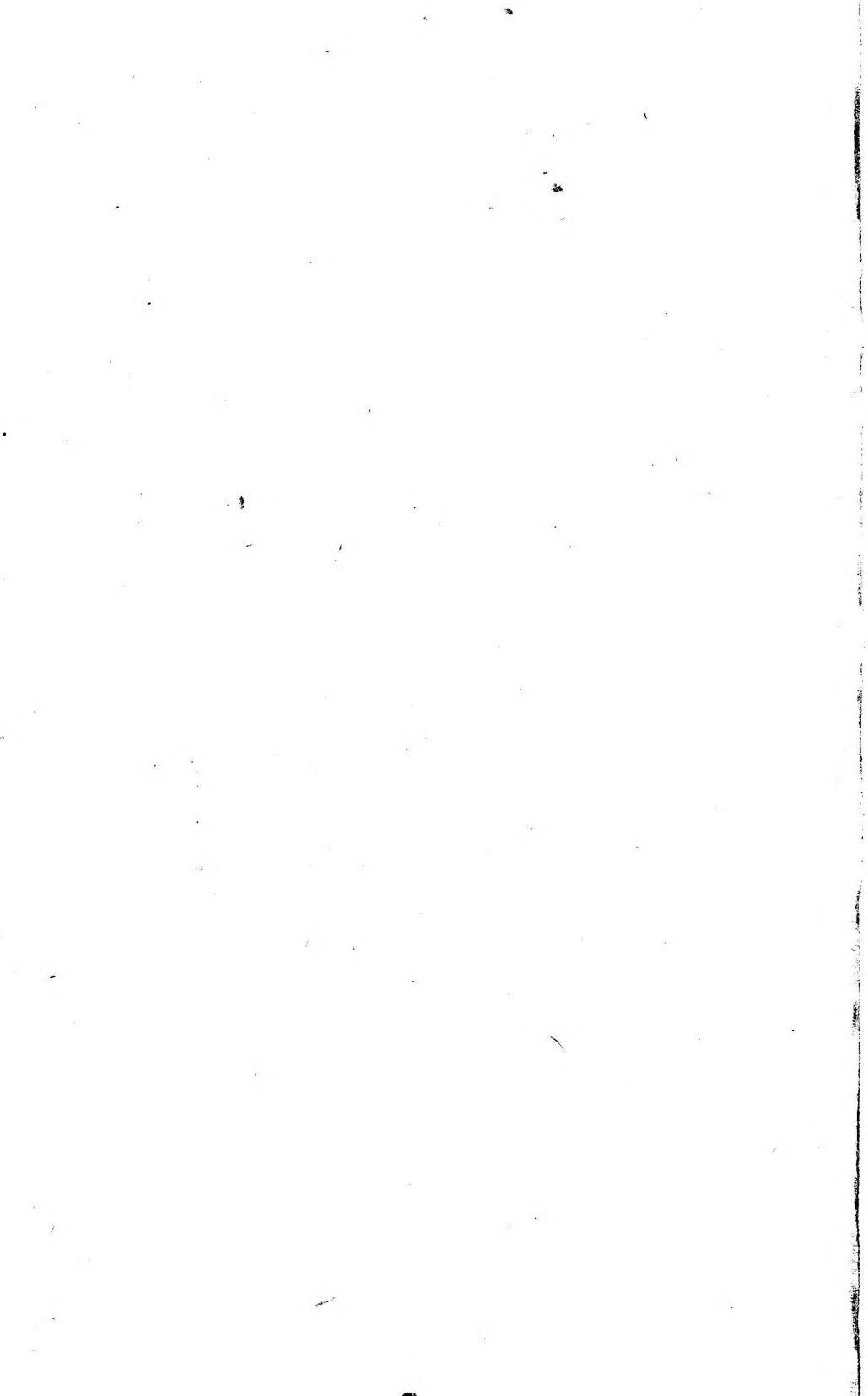
Предлагаемая читателю монография об исследовании арочных плотин, напечатанная в „Bulletin Technique de la Suisse Romande“ за 1922 г. и изданная затем в виде отдельного оттиска, принадлежит перу известного швейцарского инженера А. Стукки (A. Stucky).

Эта работа по богатству и содержательности высказанных в ней мыслей до сего дня является одной из самых выдающихся в данной области. Ни прошедшее с момента выпуска ее в свет время, ни значительное количество позднейших исследований, ни быстрое развитие строительства арочных плотин не могли умалить ее принципиального значения и сузить широту охвата рассматриваемого вопроса.

Всем интересующимся делом строительства и проектирования арочных плотин, не имевшим или не имеющим возможности ознакомиться с работой в подлиннике, перевод принесет пользу и поможет ее изучению.

При выправлении и редактировании перевода я стремился наиболее полно и точно сохранить характер и отрывистый стиль изложения автора и по возможности соблюсти дословную передачу текста. Сопроводив же в минимальном количестве перевод подстрочными примечаниями, имел мысль, с одной стороны, облегчить понимание некоторых мест работы, а с другой, — отметить изменения, происшедшие за последние годы в отдельных вопросах плотиностроения. Уверен, что работа Альфреда Стукки в среде советских инженеров и учащихся специальных отделений высшей технической школы встретит тот же прием, который она заслуженно имела за границей.

В. Скрьльников



ВВЕДЕНИЕ

Водохранилища для развития гидроэлектрических установок имеют большое значение. Совместная работа низконапорных и высоконапорных установок, имеющих водохранилища, становится в дальнейшем все более тесной. В момент, когда многие проекты предусматривают сооружения высоких плотин, небезынтересным является изучить один из видов их, который несомненно найдет у нас широкое применение.

Гравитационные плотины, сопротивляющиеся своим весом давлению воды аналогично подпорной стенке, давно уже были предметом исследования.

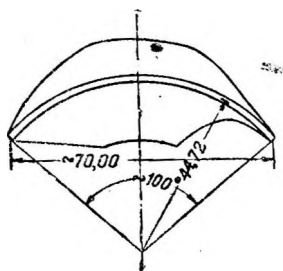
Плотина, называемая арочной, более нова, особенно в Европе. Американцы же осуществили ряд весьма смелых проектов арочных плотин значительной высоты вроде „Сэмон-Крик“ (Salmon Creek) и Гибралтар (Gibraltar). В Швейцарии только что поступила в эксплуатацию арочная плотина в кантоне Фрейбург на р. Жонь (Jogne), а другая строится на р. Рэйс (Reusse) у Амстега (Amsteg). Несколько примеров больших арочных плотин дано на фиг. 1—7.

Во многих случаях целесообразность сооружения арочной плотины прямо очевидна. Всякое другое решение является со статической точки зрения несостоятельным, тем более, что арочная плотина позволяет осуществить весьма значительную экономию в материалах, в настоящее время более необходимую, чем когда-либо.

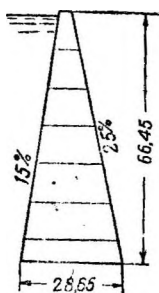
Большие каменные плотины, построенные до настоящего времени, чаще рассматривались при расчете как „стенки“. Прием заключается в выделении вертикальной секции в наиболее высокой части сооружения, которую изучают независимо от смежных, вообще говоря, отличных от рассматриваемой. Этот расчет довольно приближенный и ограничивается определением напряжений от давления воды и собственного веса. Влияние взаимной связи отдельных вертикальных секций, влияние боковой заделки, так же как и влияние температурных колебаний вообще, подробно не рассматриваются.

Если долина, в которой расположена плотина, узка, то последняя опирается по всему своему контуру как горизонтально, так и вертикально постольку, поскольку склоны долины пред-

ставляют собой вполне жесткую опору. Давление воды передается частично основанию действием „стенки“, частично склонам долины работой горизонтальных элементов, являющихся обычно „арками“. „Стенки“ и „арки“ распределяют

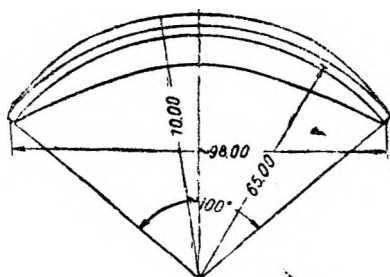


Фиг. 1.

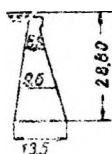


нее воды прямо пропорционально своим жесткостям.

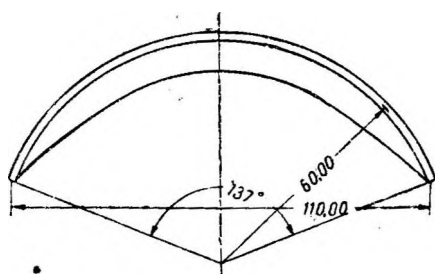
С того момента как ущелье делается весьма узким по отношению к высоте, арки становятся важнейшими элементами, а действие стенки только немного облегчает их работу.



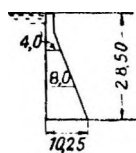
Фиг. 2.



Наоборот, если плотина очень длинна, то усиливается главным образом работа стенки; тогда для расчета плотины необходимо уподобить свободно стоящей стенке, рассматривая разгрузку от боковой заделки лишь как запас надежности, приняв во внимание, что эта разгрузка не может быть значительной.



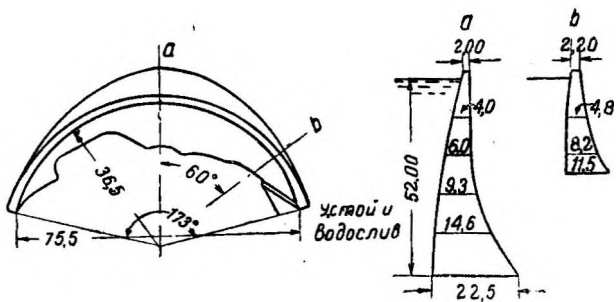
Фиг. 3.



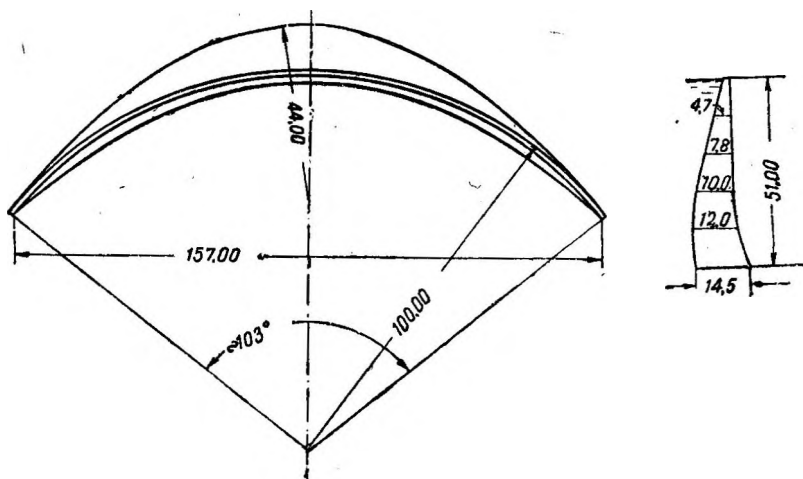
Прямолинейная каменная стенка, изгибаемая как в вертикальных, так и в горизонтальных плоскостях, работает значительно менее

Фиг. 1—3. Плотины Пасфайндр, Суитгоутери Баросса.

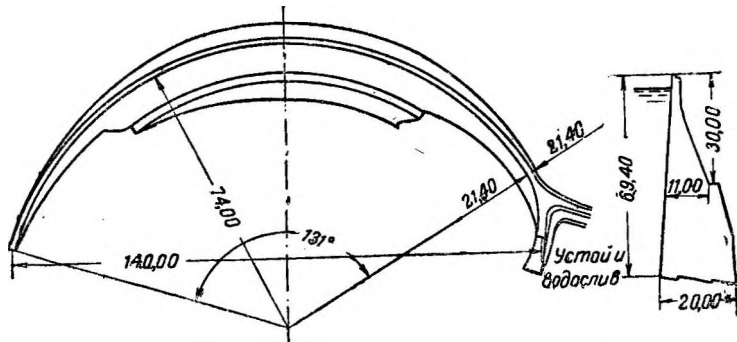
выгодно, чем арка, подверженная преимущественно сжатию. В таких случаях, естественно, нужно усилить работу горизонтальных элементов, придавая им криволинейную форму, что в действительности и имеет место почти во всех плотинах; эта кривизна должна была бы также иметь целью сделать сооружение менее чувствительным к колебаниям температуры и к усадке бетона. В действительности однако легкая кривизна не дает предполагаемого эффекта, и, пожалуй, более выгодно при постройке гравитационных плотин придерживаться в плане прямолинейности.



Фиг. 4.



Фиг. 5.

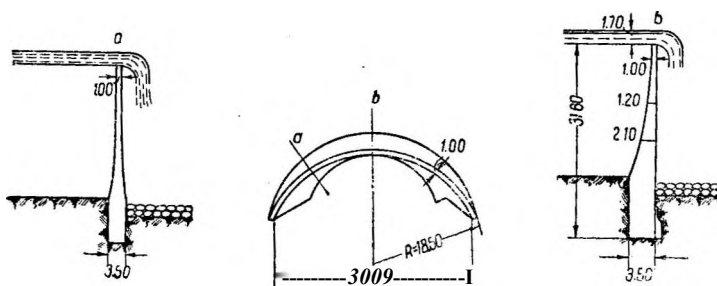


Фиг. 6.

Фиг. 4—6, Плотины Жонь, Сэмон-Крик и Гибралтар.

Прямолинейная или слегка криволинейная стена представляет собой весьма жесткое сооружение, не обладающее гибкостью арки. Изменение температуры на 10° вызывает в стенке, заделанной с боков, напряжение, сжатия или растяжения до 24 кг/см^2 . Напротив, арка при колебании температуры подвергается действию сложного изгиба. Это явление тем менее вредно, чем арка более гибка. По этой именно причине современные прямолинейные плотины снабжены швами сокращения.

Действие арки, вспомогательное при большой длине плотины, становится значительным при малой ее длине. В первом случае позволительно пренебречь действием арок, так как они, уменьшая давление на стенку, смещают кривую давления последней внутрь ядра сечения, облегчая в действительности ее работы. Верхняя часть плотины, где давление воды равно нулю, если рассматривать только стенку, не подвержена какому-либо опрокидывающему моменту. В действительности же гребень, увлекаемый к низовой



Фиг. 7. Плотина Амстег.

стороне вследствие деформации нижележащих частей, удерживается на месте жесткостью верхней арки и в силу этого подвержен давлению в сторону верхнего бьефа. За исключением этого места действие арок на стенки является разгрузкой¹.

Во втором случае (плотины высокой и короткой) вопрос осложняется. Стенка умеряет давление на арки. Если бы это уменьшение давления было постоянным по длине горизонтальной арки, то кривая давления осталась бы в ней прежней и напряжения были бы пропорционально уменьшены. Но в действительности облегчение работы арок работой вертикальных секций изменяется от опор к ключу. В силу этого кривая давления может принять совершенно другую форму, и в некоторых случаях могут быть вызваны, несмотря на известную разгрузку, напряжения значительно более неблагоприятные. Чтобы они были допустимы, надо приспособить арки к уменьшенным давлениям, которые им придется воспринять. Можно например придать осевой линии форму веревочной кривой, получаемой от пониженных давлений.

До сих пор обычно ограничивались расчетом отдельных арок на различных глубинах независимо одна от другой и на полное

¹ В некоторых случаях это явление может иметь место не только у гребня плотины. *Ред.*

давление воды, причем все арки получались в силу этого круговыми. Г. Риттер (H. Ritter) например также рассчитывает арки на полное давление воды, все же рассматривая однако деформации и напряжения в среднем вертикальном сечении.

Круговая форма, обычно принимавшаяся, как только перестают считать плотину состоящей из ряда арок без взаимной связи, не является следовательно наиболее подходящей. Необходимо, как для мостовых арок, в каждом отдельном случае определить подходящую форму. Может случиться (в силу общей конфигурации и принятых размеров), что арки будут в значительной степени отличаться от круговой формы.

Эта сложная форма арок конечно не удовлетворяет конструктора. Простота является одним из существенных качеств любого сооружения. Мы увидим впоследствии, что действительно всякое отклонение от кругового очертания, проистекающее от неравномерного разгружения арок стенками, является недостатком и предоставляет неудобства¹.

Отсюда возникает вопрос, нельзя ли избежать этого недостатка специальным расположением плотины. Из этой работы мы увидим, возможно ли это и насколько возможно. Но мы и теперь уже считаем необходимым настаивать на том, что, если круговая арка и является идеальной формой, все же нельзя признать, что она подходит безоговорочно для всякого расположения плотины. Работа конструктора именно и состоит в выборе соотношений и в исправлении размеров таким образом, чтобы разгружение от влияния стенок было насколько возможно равномерным. Недостаточно следовательно начертить плотину и вычислить затем напряжения, надо тщательно сконструировать соответствующую ее форму.

Если почти всегда при расчете прямолинейных плотин пренебрегали изменениями температуры, а также и влиянием усадки бетона, то они от этого тем не менее не уменьшаются. Напряжения, возникающие от изменения температуры, которым может подвергнуться сооружение таких размеров, обычно значительно больше тех, что получаются от давления воды. Эти дополнительные температурные напряжения обнаруживаются как в вертикальных сечениях, так и в горизонтальных арках, потому что укорочение или удлинение арок влечет за собой деформацию вертикальных сечений. Если расчет, произведенный обычными способами, дает для прямолинейных плотин напряжения сжатия максимум от 10 до 15 кг/см²² и отсутствие растяжений, то действительные напряжения с учетом влияния температуры будут в них значительно выше. Именно из-за боязни скальвающих напряжений предел допускаемых напряжений принимается всегда столь низким. Полный расчет арочной плотины не может игнорировать это весьма важное обстоятельство.

Для расчета арок мы воспользуемся теорией упругой арки,

¹ Кроме того распределенная на арки нагрузка переменна и во времени в зависимости от наполнения водохранилища; таким образом для каждого случая получалось бы, строго говоря, своя рациональная форма арки. *Ред.*

² В некоторых плотинах значительно выше. *Ред.*

ныне обычно применяемой при расчете мостовых арок. Для „стенки,, применяем, как обычно, „правило трапеции,,.

Что касается противодействий, то мнения на этот счет расходятся. Во Франции например требуют, чтобы сжатие в горизонтальных швах с верховой стороны было по меньшей мере равно давлению воды¹. В Швейцарии преимущественно поверяют на проходжение равнодействующей внутри ядра сечения, вводя даже в горизонтальные швы кладки давление, направленное снизу вверх и изображаемое треугольной диаграммой, имеющей вершину на низовой грани и ординату напряженности давления на верховой, равной известной доле гидростатически) давления. К этому вопросу мы возвратимся в приложении его к расчету.

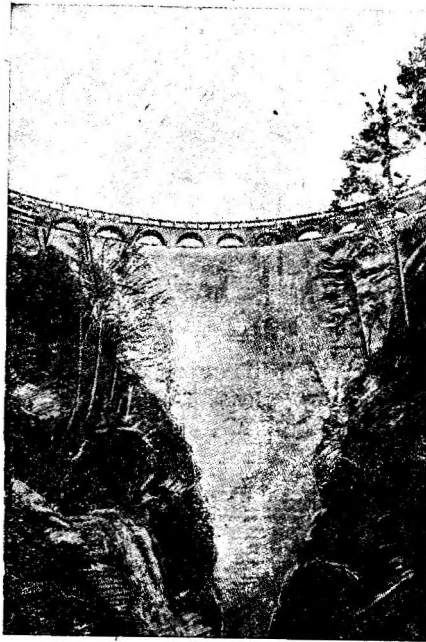
Здесь необходимо лишь отметить, что как бы то ни было, но размеры плотины, примененные материалы, приемы постройки никогда не позволят точно осуществить предположения расчета.

Поэтому всякий статический расчет плотины, каков бы он ни был, не сможет дать достаточно точного значения величины напряжений². В частности метод, который мы будем здесь развивать, основанный на упругих деформациях, не претендует дать значения величин строго точные. Это исследование имеет задачей главным образом выяснить, как работают элементы тела плотины, и для этой цели изучение упругих деформаций

является превосходным средством.

Прежде всего превалируют не столько более или менее точные формулы и значения величин, к которым придем в результате последующих расчетов, сколько некоторые вытекающие из них общие выводы.

Метод, развитый здесь, был принят в 1918 г. техническим бюро Г. Е. Грюнер (H. E. Grüner) в Базеле совместно с проф. Рон (Rohn, Цюрих) при расчете плотины Жонь (Jogne), которая находится под полным напором с ноября 1921 г. (фиг. 8).



Фиг. 8. Плотина Жонь (Jogne). Вид со стороны нижнего бьефа.

¹ С 1923 г. это правило М. Леви (M. Levy) во Франции не считается больше обязательным. *Ред.*

² Вообще допустимая величина напряжений должна выбираться в зависимости от принятого метода расчета. *Отв. ред.*

I. ИЗЛОЖЕНИЕ МЕТОДА

Совершенно точное исследование привело бы к сложным математическим построениям и не в состоянии было бы дать метод простой и практически приложимый. При желании получить практически полезные результаты необходимо придерживаться приблизительного метода.

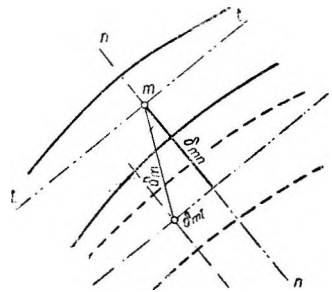
Мы рассматриваем ряд горизонтальных арок высотой в 1 м каждая и ряд вертикальных элементов по 1 м шириной, которые будем называть „стенками“. Таким образом получаются две системы, распределяющие между собой давление воды пропорционально своим жесткостям. Доля нагрузки, приходящаяся на каждую из систем арок и стенок, определяется из упругих свойств сооружения. Необходимо, чтобы деформации „арок“ в точности совпадали с деформациями „стенок“ в соответственных точках. Это условие дает нам 6 уравнений соответствия в каждой рассматриваемой точке.

Обозначим элемент арки длиной ds по его центру тяжести через m (фиг. 9), а соответствующий элемент стенки обозначим через m' . Перемещение точки m отнесем к трем осям координат, из коих одна — нормальна, а две другие — касательны к поверхности плотины в точке m . Элемент m примет после деформации новое положение, определяемое по отношению к старому расстоянием $\delta_{m'}$, компоненты которого по осям суть δ_{mn} , δ_{mt} и δ_{mv} .

Вертикальным смещением δ_{mv} , пренебрегаем, так как рассматриваем плотину только с момента, когда осадка, соответствующая собственному весу, уже имела возможность произойти. Вертикальный компонент смещения, происходящий от изгиба стенок, весьма мал в сравнении с горизонтальными смещениями. Мы им пренебрегли.

Действительно, если s_m есть длина вертикального элемента одной из стенок, подверженных изгибу, то горизонтальное смещение точки m будет:

$$\delta_{гор} = s_m \cdot \sin \varphi_m.$$



Фиг. 9.

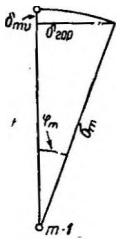
Вертикальная же составляющая смещения точки m (фиг. 10):

$$\delta_{верт} = s_m \cdot \sin \varphi_m \cdot \operatorname{tg}^2 \frac{\varphi_m}{2} \approx s_m \cdot 2 \sin^2 \frac{\varphi_m}{2}.$$

Новое положение элемента (фиг. 9) определяется также еще изменением направления по отношению трех осей координат, которое претерпевает плоскость, касательная к поверхности плотины.

Чтобы элемент m' стенки, соответствующий элементу m арки, точно совмещался с последним после деформации, необходимо, чтобы $\delta_{mn} = \delta'_{mn}$, $\delta_{mt} = \delta'_{mt}$ и чтобы все три изменения направления совпадали.

Зная давления на поверхность плотины (давления, которые мы предположим нормальными, так как имеем дело только с давлением воды), нам надо найти, какая часть этих



Фиг. 10.

давлений действует на арки и какая на стенки из того условия, чтобы вышеупомянутые деформации везде совпадали. В каждой точке m данное давление есть равнодействующая частных давлений на обе системы, для которых нам неизвестны даже направления (отличные от нормали). Если нам удастся найти соотношения между частными давлениями и соответствующими деформациями арок и стенок, то нам будет легко составить для каждой точки m шесть уравнений, которые позволят

определить три компонента давлений так же, как и три скручивающих момента. Заранее очевидно, что зависимости между усилиями и углами скручивания будут весьма сложными, и если мы желаем получить практически применимый способ расчета, то надо отказаться от учета влияния скручивания. Останутся таким образом три условия, из которых одним $\delta_{mv} = \delta'_{mv}$ можно пренебречь.

Пусть в точке m частичное давление на арки будет $P_{ар}$, а на стенки — $P_{ст}$. Каждое из частных давлений P в свою очередь распадается на два компонента — нормальный и тангенциальный, влияние которых мы можем рассматривать отдельно (фиг. 11).

В этом случае нам надо составлять зависимости $f(P)$ между нормальными давлениями и смещениями δ_{mn} и δ_{mt} арок и смещениями δ'_{mn} стенок, с одной стороны, и между тангенциальными давлениями и δ_{mn} и δ_{mt} арок и δ'_{mt} стенок, — с другой.

Таким образом мы получаем для каждой точки m четыре уравнения:

$$f_n(P_{норм}) + f_n(P_{танг}) = f'_n(P'_{норм}) \left. \vphantom{f_n(P_{норм})} \right\} \begin{array}{l} \text{Соответствие} \\ \text{смещений } \delta_{mt}; \end{array} \quad \text{нормальных} \quad (1)$$

$$f_t(P_{танг}) + f_t(P_{норм}) = f'_t(P'_{танг}) \left. \vphantom{f_t(P_{танг})} \right\} \begin{array}{l} \text{Соответствие} \\ \text{смещений } \delta_{mt}; \end{array} \quad \text{тангенциальных} \quad (2)$$

$$P_{танг} = P'_{танг}; \quad (3)$$

$$P_{норм} + P'_{норм} = P_{полнов}. \quad (4)$$

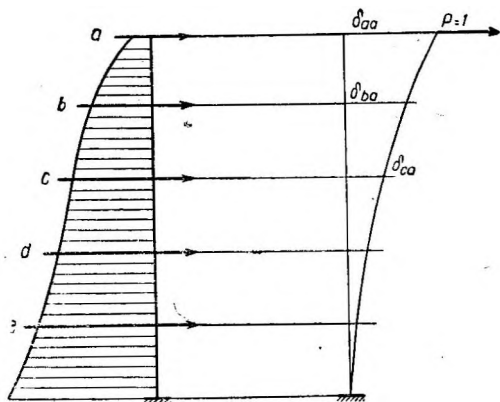
Эти четыре уравнения, которые приводятся к двум, позволяют вычислить частичные давления и следовательно напряжения и деформации во всех точках m . Ниже мы даем способ вычисления зависимостей $f(P)$ в случае давлений по нормальям, применяя диаграммы деформаций.

Этот расчет значительно упрощается для давлений, действующих на арки по нормальям, ввиду того что, как мы увидим это впоследствии, нормальные давления в арке вызывают только одну статически неопределимую силу действующую параллельно хорде. В случае симметричных касательных давлений необходимо ввести две статически неопределимые величины. Расчет усложняется, но принцип остается тот же. Для стенок (в обоих случаях давлений нормальных и касательных) способ расчета одинаков.

Чтобы получить практически приложимый метод, лучше также пренебречь влиянием тангенциальных деформаций на распределение давлений. Как выяснится далее, пренебрегая этим влиянием, не совершают слишком значительной ошибки. В этом случае два уравнения (1) и (2) для каждой рассматриваемой точки сводятся к одному:

$$f_n(P_{норм}) = f'_n(P'_{норм}).$$

Как только становится известным распределение давлений в ряде вертикальных сечений, по ним получают действительные

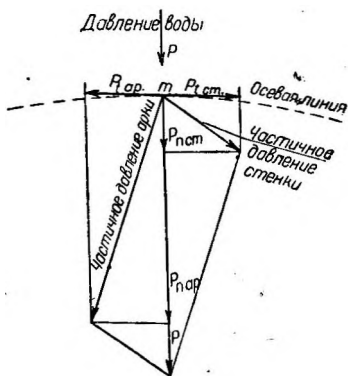


Фиг. 12.

распределение по вертикальному сечению давлений

$$P = P_{ар} + P_{ст}.$$

¹ Изменения, которые обычно вносятся в форму арок, так малы, что можно отказаться от пересчета деформаций.



Фиг. 11.

давления на каждую из арок. Веревочные многоугольники этих давлений становятся осевыми линиями. После этого возможно перейти к вычислению напряжений¹.

Что касается колебаний температуры, то влияние их в арках подобно давлению воды. Они при деформациях увлекают стенки. В результате имеем новое распределение виртуальных давлений, получающихся от температуры на обе системы арок и стенок.

Предположим известным

Мы можем привести давления P_{cm} на стенку к отдельным сосредоточенным силам P_a , P_b и т. д., действующим в точках a , b и т. д. (фиг. 12).

Назовем через δ_{aa} горизонтальное смещение точки a под действием давления $P=1$ в точке a и через δ_{ab} смещение точки a под действием силы $P=1$ в точке b .

Диаграмма давлений P_{cm} для каждого вертикального сечения различна; следовательно и P_a (давление на одну и ту же арку) переменна.

Пусть δ_{aR} — смещение под давлением P_a точки a арки в плоскости вертикального сечения.

Равенство деформаций стенок и арок выразится рядом уравнений:

$$\begin{aligned} P_a \delta_{aa} + P_b \delta_{ab} + \dots + \dots &= \delta_{aR}; \\ P_a \delta_{ba} + P_b \delta_{bb} + \dots + \dots &= \delta_{bR}. \end{aligned}$$

Можно составить ряд аналогичных уравнений для каждой „стенки“. Эти группы уравнений не являются независимыми одни от других. Непосредственное решение их слишком длинно; проще всего разрешить каждую систему, соответствующую одной „стенке“, и затем внести необходимые поправки.

Чтобы изучить действительные колебания температуры с виртуальными давлениями, поступают точно так же.

Статический расчет, собственно говоря, предполагает предварительное знание коэффициентов δ_{aa} , \dots , δ_{bb} и δ_{aR} .

Коэффициенты δ_{aa} суть не что иное как ординаты линий влияния деформаций стенок под действием горизонтальных давлений. Они могут быть вычислены например приемом, который состоит в том, что стенку делят на короткие прямолинейные участки, для которых вычисляют относительные деформации. Эпюра деформаций дает деформации всего целого. Теорема Мора об упругой линии более сложна в приложении в силу переменных моментов инерции.

Чтобы определить коэффициенты деформации арок δ_{aR} , можно применить тот же прием. Надо заметить, что при этом неизвестна окончательная форма арок, которая зависит именно от разгрузки, производимого стенками. Окончательная осевая линия не отличается однако значительно от принятой вначале и можно исходить из нее.

Определение деформации арки требует знания статически неопределимой величины ΔX . Далее будет показан способ вычисления ΔX или статически неопределимого коэффициента арки k , который нас в данном частном случае интересует.

Общий расчет, состоит из:

- 1) определения коэффициентов деформации стенок,
- 2) вычисления статически неопределимых коэффициентов арок,
- 3) вычисления коэффициентов деформации арок,
- 4) распределения давлений на обе системы и
- 5) вычисления напряжений.

Нижеследующий пример позволит нам изложить детали расчета.

Развитый здесь метод предполагает, что модуль упругости E постоянен даже тогда, когда арки и стенки подвержены растяжению. Теория упругой арки тем строже, чем арка более податлива, тонка и подъемиста. Формулы, дающие напряжения и упругие деформации арок, становятся ненадежными с момента, когда они испытывают значительные растягивающие усилия. Резаль (Resal) в своем исследовании арочных плотин¹ рекомендует применять общие формулы упругой арки только в том случае, если отношение стрелы арки к ее толщине более 3,75².

Далее мы будем иметь случай настаивать на существенной необходимости придания аркам возможной гибкости во избежание в границах возможного растягивающих напряжений. Это условие легко выполнимо для верхних арок.

С определенной глубины арки становятся часто слишком массивными. Мы отказались от определения точной величины деформаций массивных частей плотины. Такое исследование должно было бы основываться на более или менее произвольных предположениях. В частности оно должно было бы учесть примененные материалы, имея, в виду, что каменная кладка более, нежели бетон, подвержена появлению трещин³. Приемы бетонирования (перерывы работы) также влияют на деформации. Это именно те обстоятельства, которых простая теория не может охватить. Исходя из этого, мы предпочли восполнить диаграммы распределения давлений в нижних частях плотины в предположении передачи всего давления на стенки. Отметим мимоходом, что изменение давлений у основания стенок оказывает лишь весьма незначительное влияние на деформации, а следовательно и на напряжения в вышерасположенных частях сооружения. Следует отметить, что развитый здесь метод находит свое применение главным образом при расчете плотин тонких, обладающих большой кривизной, вследствие этого под давлением воды подверженных почти исключительно сжимающим напряжениям. Если бы пожелали приложить этот метод к аркам увеличенной толщины, то это можно было бы сделать, считаясь в известной мере с возможностью появления трещин в частях, подверженных, растяжению, вводя в расчет уменьшенные моменты инерции. Метод Резаля, упомянутый выше, напротив, был бы более применим к более массивным плотинам, арки которых характеризуются отношением стрелы к толщине e меньшим 3,75. Как и Риттер, Резаль рассматривает деформации только в меридиональном сечении. Мы увидим в дальнейшем, что давление на арки изменяется в значительных пределах, и в зависимости от неправильной формы широкой долины боковые „стенки„ могут воспринимать весьма значительную часть давления. Благоразумно следовательно рассмотреть деформации не только в меридиональном сечении, но также и в боковых.

¹ „Annales des pontes et chaussees“, март- апрель 1919 г.

² Соображения автора относятся к теориям арок, обоснованным обычными упрощенными приемами строительной механики.

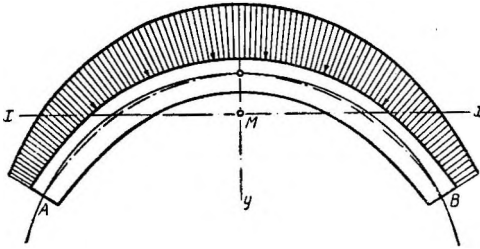
³ Автор здесь, видимо, подразумевает последующую стадию работы бетона под нагрузкой, т. е. после завершения процесса усадки. *Ред.*

II. РАСЧЕТ АРОК

В этом исследовании будут рассмотрены преимущественно плотины, размеры которых допускают считаться с работой арок. Так как главными элементами здесь являются горизонтальные арки, то нужно стремиться к тому, чтобы придать форму и размеры, позволяющие им работать возможно лучше.

§ 1. Расчет арки с заделанными пятями, подверженной распределенному давлению

Мы исследуем только частный случай арки, заделанной обоими концами и подверженной распределенному давлению (фиг. 13).

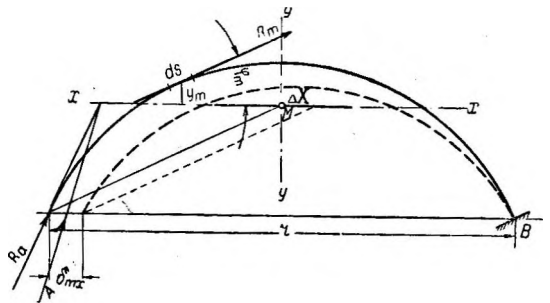


Фиг. 13.

Толщина арки может быть переменной; в этом случае она возрастает от ключа к пятам. Арка вообще не имеет кругового очертания (исключая случай равномерного давления). Если давление возрастает от опор к ключу, то соответствующий веревочный многоугольник, а следовательно и средняя линия примут более подъемистый вид, чем круговая арка. Если, напротив, давление уменьшается к ключу, арка принимает форму более пологой.

Мы не собираемся здесь точно обосновать теорию арки с заделанными пятями, достаточно известную. Мы ограничиваемся кратким напоминанием результатов, к которым приходят в интересующем нас частном случае.

Заделанная арка, вообще говоря, статически неопределима. Если предположить открепленным конец арки A (фиг. 14), то арка деформируется под влиянием давлений и точка A смещается. Назовем δ_{mx} смещение точки A в направлении x -ов, δ_{my} — смещение в направлении y -ов и δ_{mz} — поворот открепленного сечения A . Опора,



Фиг. 14.

предполагаемая абсолютно жесткой, препятствует этим смещениям и повороту. Реакция опоры должна следовательно быть в состоянии вернуть конец А в первоначальное положение. Это условие упругости позволяет определить реакцию А.

Она может быть разложена на две силы X и Y и на момент Z , вызывающие смещение точки А соответственно на δ'_{xm} , δ'_{ym} и поворот сечения на δ'_{zm} .

Известно, что выражения для X , Y и Z упрощаются, если выбрать для направлений X и Y два главных сопряженных

в отношении величин $\frac{ds}{I}$ (I — момент инерции) направления и за

начало координат — центр тяжести M величин $\frac{ds}{I}$, причем точка M

предполагается жестко соединенной с концом А.

Возвращаемся к нашему частному случаю и считаем высоту арки равной единице ¹.

Вследствие того что осевая линия совпадает с веревочным многоугольником давлений, каждое сечение под влиянием их подвержено действию только осевой силы R_m (фиг. 14). Элементы

арки длиной ds и сечением F укоротятся на величину $\frac{R_m}{EF} ds$.

Все эти элементарные укорочения в результате смещают конец А внутрь на величину:

$$\delta_{mx} = \int_A^B \frac{R_m \cos \varphi}{EF} \cdot ds. \quad (1)$$

В силу симметрии смещение

$$\delta_{my} = \int_A^B \frac{R_m \sin \varphi}{EF} \cdot ds = 0, \text{ поэтому и}$$

$$\delta_{zm} = 0.$$

Следовательно надо ввести добавочную силу, способную вернуть точку А в ее первоначальное положение. Эта сила может быть только параллельной оси $x-x$: (или хорде арки); мы ее обозначаем ΔX . Она смещает точку А на δ_{tx} и действует в центре

тяжести M величин $\frac{ds}{I}$.

В данном частном случае ΔY и ΔZ равны следовательно нулю.

Таким образом действительная реакция опоры А складывается из R_A и ΔX .

Предположим в M силу $\Delta X=1$. Она смещает А на величину δ_{xx} . Условие упругости выражается:

$$\begin{aligned} \Delta X \cdot \delta_{xx} &= -\delta_{mx}, \\ \Delta X &= -\frac{\delta_{mx}}{\delta_{xx}}. \end{aligned} \quad (2)$$

Здесь δ_{tx} уже известно. Остается определить величину δ_{xx} , т. е. величину смещения А под влиянием силы, равной единице, действующей в центре тяжести M параллельно хорде АВ. Это нас возвращает к общему случаю. $\Delta X=1$ вызывает в каждом сечении

¹ Высота арочного слоя, *Ред.*

нормальную силу $N_x = 1 \cdot \cos \varphi$, перерезывающее усилие $Q_x = 1 \cdot \sin \varphi$ и момент $M_x = 1 \cdot Y_{om}$. Проекции на оси соответствующих деформаций равны:

$\int_A^B \frac{\cos^2 \varphi}{EF} \cdot ds$ и $\int_A^B \frac{\sin^2 \varphi}{GE} \cdot ds$, определяя влияния нормальных и перерезывающих усилий. Моменты $M_x = Y_{om}$ вызывают поворот элементов ds . Известно, что этот поворот $\frac{M_{ds}}{EI}$ имеет место

около полюса направления силы (здесь оси $x-x$) по отношению к эллипсу упругости элемента ds .

Если мы назовем через Y_{2m} ординату полюса, то смещение A , вызванное элементарными поворотами, выразится через:

$$\int_A^B \frac{Y_{om} Y_{2m}}{EI} ds.$$

Полное смещение δ_{xx} получается суммированием трех полученных выражений и

$$\Delta X = \frac{- \int_A^B \frac{R_m \cos \varphi}{EF} ds}{\int_A^B \frac{\cos^2 \varphi}{EF} ds + \int_A^B \frac{\sin^2 \varphi}{GF} ds + \int_A^B \frac{Y_{om} Y_{2m}}{EI} ds} \quad (3)$$

Эта формула учитывает влияние трех элементарных деформаций (укорочение, сдвиг, вращение). Мы увидим в приложениях, что для арок большой толщины, каковыми они являются в пло-

тинах, влиянием скалывающих усилий $\int_A^B \frac{\sin^2 \varphi}{GF} ds$ не следует

пренебрегать, как это обычно имеет место для мостовых арок.

Если R_m постоянно (арочная сила постоянна) или, как в большинстве интересующих нас случаев, R_m изменяется так незначительно, что возможно ввести некоторую среднюю величину R , то:

$$\Delta X = R \cdot \frac{- \int_A^B \frac{\cos \varphi}{F} ds}{\int_A^B \frac{\cos^2 \varphi}{F} ds + \mu \int_A^B \frac{\sin^2 \varphi}{F} ds + \int_A^B \frac{Y_0 Y_2}{I} ds}, \quad (4)$$

если положить $\frac{E}{G} = \mu$.

Статически неопределимая величина ΔX пропорциональна арочной силе R :

$$\Delta X = k \cdot R.$$

В случае арки постоянной толщины [($F = \text{const}$)] выражение приводится к такому виду:

$$\Delta X = R \cdot \frac{-l}{\int_A^B \cos^2 \varphi ds + \mu \int_A^B \sin^2 \varphi ds + \frac{F}{I} \int_A^B Y_0 Y_2 ds} \quad (5)$$

Положив $Y_{0m} = Y_{2m}$ (ошибка получается тем большей, чем центральный угол арки меньше) и пренебрегая выражением, вызванным перерезывающими силами, получаем формулу, данную Мёршом (Mörsch)¹.

Риттер² вычислил для частного случая постоянного давления и постоянной толщины арки значения интегралов и пришел к формуле:

$$\Delta X = R \cdot \frac{e^2}{C_1 r^2 + C_2 e^2},$$

где r —средний радиус, e — толщина арки, C_1 и C_2 —две функции центрального угла раствора арки 2α .

Для краткости возможно придерживаться частного случая постоянного давления, т. е. круговой арки постоянной толщины.

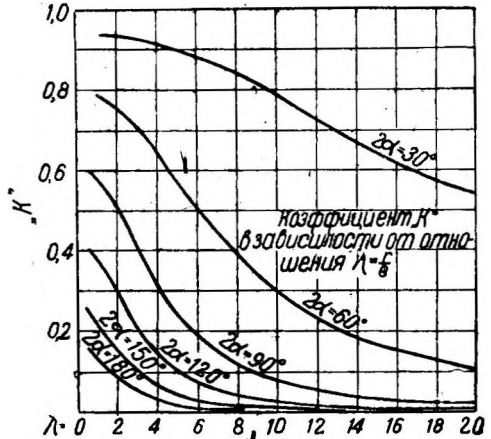
Угол раствора 2α определяет степень подъемности арки, в то время как сами размеры могут быть определены отношением $\lambda = \frac{r}{e}$ (где r —средний радиус, e — постоянная толщина).

Две диаграммы фиг. 15 и 16 дают величины коэффициента k в функции 2α и λ .

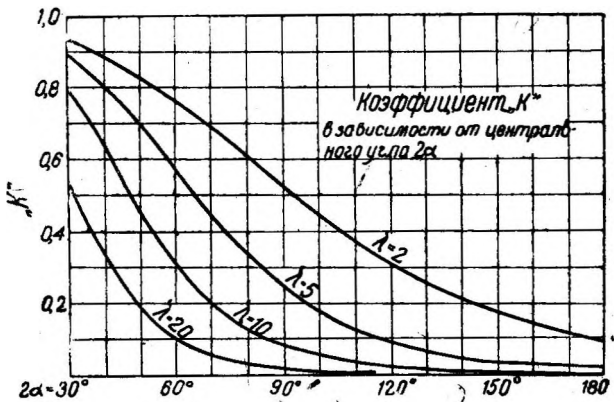
Легко убедиться в том, что если коэффициент k должен сохранять незначительную величину, т. е. чтобы кривая давлений слабо отклонялась от осевой линии, то необходимо величинам λ и 2α быть одновременно (сколь возможно) большими.

Возрастание k становится весьма быстрым с момента, когда 2α менее 80° — 100° или когда λ менее 5 — 6 .

Коль скоро k известно, можно легко определить реакцию опоры, складывая R_A и ΔX ; кривая давлений получается тогда



Фиг. 15.



Фиг. 16.

¹ „Schweiz Bauzeitung“ от 2/V 1908.—Berechnung Krelsförmigen Gewölbe gegen Wasserdruck“.

² Die Berechnung von Bogenförmigen Staumauern“, Karlsruhe.

совсем просто. Она находится в пятах во внутренней половине арки, пересекает осевую линию арки на оси $x-x$, чтобы перейти во внешнюю половину в вершине.

Напряжения могут быть найдены без предварительного начертания кривой давлений по формулам:

$$\delta_{int} = \frac{R}{e} + \frac{\Delta X \cdot Y_{ke}}{W} \quad (\text{на выпуклой стороне}),$$

$$\delta_{ext} = \frac{R}{e} - \frac{\Delta X \cdot Y_{kt}}{W} \quad (\text{на вогнутой стороне}).$$

Наибольший эксцентриситет кривой давлений на опорах. В этих условиях¹ выгодно давать арке в пятах большую толщину, нежели в ключе.

§ 2. Расчет арки, подверженной изменению температуры

Швейцарские федеральные нормы от 26 ноября 1915 г. для расчета бетонных сооружений требуют учета колебания температуры в пределах $+15^\circ$. Это предположение может приближаться к действительности для сооружений малых размеров. В толще же больших масс кладки, каковыми они являются в плотинах, колебания температуры далеки от достижения указанных пределов. В действительности мы имеем очень мало данных о распространении тепла в больших массах кладки.

Первые опыты были сделаны на плотине Бунтом (Boontom) в Северной Америке².

Недавно предприняты были также наблюдения на виадукке Лангвис³.

Результаты наблюдений над плотинной Бунтом сомнительны, на виадукке Лангвис они производились над сравнительно малыми массами бетона. Хотя эти наблюдения и неокончательны, но результаты их позволяют вывести интересные заключения для больших плотин⁴.

Прежде всего можно было отметить, что колебания в толще кладки значительно умеряются; суточные колебания заметны лишь на очень небольшой глубине. Температура же самого тела сооружения запаздывает на 1—2 месяца.

Понижение температуры, укорачивая арки, влияет аналогично давлению воды, в то время как повышение температуры частично его уравнивает. Поэтому падение температуры нас интересует особенно.

В каждом отдельном случае приходится делать предположения о колебании температур. Для плотины на реке Жонь были сде-

¹ Тонких арок. *Ред.*

² Z i e g l e: W, Der Talsperrenbau, изд. II.

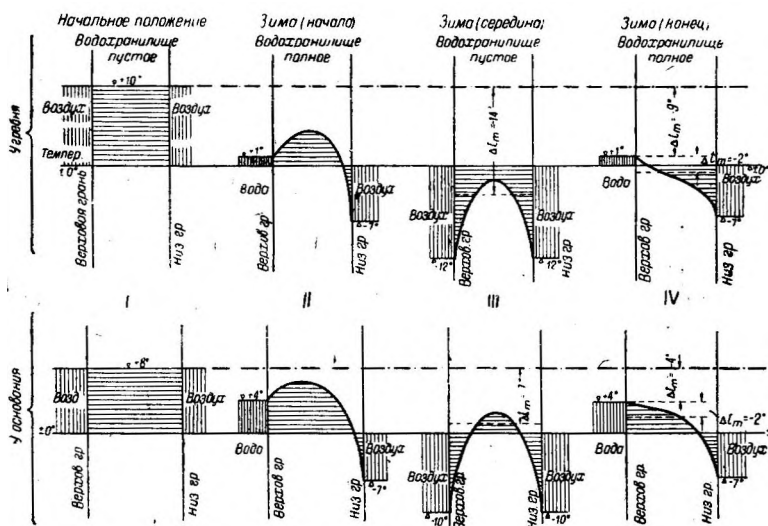
³ S c h ü r c h, Versuche beim Bau des Langwieser Viaductes.

⁴ Наблюдения над температурой были поставлены и на плотине Жонь профессорами Жуай (Joye) и Кристен (Christen). Вообще все позднейшие наблюдения над бетонными плотинами, естественно, не нашли отражения в этом труде автора. *Ред.*

ланы следующие предположения, основанные на наблюдениях, упомянутых выше (фиг. 17).

В начале зимы водохранилище еще полно; температура значительно понизилась. Позже температура еще понижается и сохраняет среднюю величину -12° в продолжение по крайней мере недели; водохранилище опорожнилось. К концу зимы водохранилище имело возможность наполниться снова, внешняя температура смягчилась, но тело плотины осталось достаточно охлажденным. Нас особенно интересуют случаи третий и четвертый (фиг. 17).

С л у ч а й III. Водохранилище опорожнено. Окружающая температура наиболее низка, но одинакова с обеих сторон плотины. Имеется симметрия. Сжатие каждой арки равномерно.



Фиг. 17. Расчетные предположения о влиянии температур;

С л у ч а й IV. Водохранилище наполнено. Температура воды выше температуры воздуха. Симметрия нарушена и возможно, что это состояние менее благоприятно, чем предыдущее, несмотря на то, что общая температура менее низка.

а) Температура одинакова с обеих сторон, арки.

Статически неопределимая величина ΔX_t выражается аналогично случаю давления воды:

$$\Delta X_t = - \frac{\delta_{xt}}{\delta_{xx}}$$

где δ_{xx} — сохраняет в точности то же значение, что и раньше,

δ_{xt} — смещение точки A , вызванное изменением t , и

$\delta_{xt} = \beta t l$ (β — коэффициент расширения бетона).

Смещение δ_{xt} может быть уподоблено смещению, которое было бы вызвано виртуальной арочной силой, по величине равной

$$R_t = \frac{\beta l t}{k \delta_{xx}}$$

Действительно, R_t вызывает смещение δ_{xt} точки A :

$$\delta_{xt} = \int_A^B \frac{\beta l \cdot t}{k \delta_{xx}} \cdot \frac{\cos \varphi}{EF} \cdot ds,$$

но так как:

$$k \delta_{xx} = \int_A^B \frac{\cos \varphi}{EF} \cdot ds, \quad \text{то} \quad \delta_{xt} = \beta l \cdot t.$$

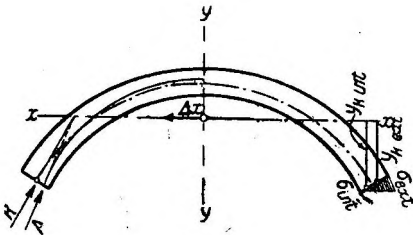
В случае арки постоянной толщины величина R_t приводится к $R_t = tEF\beta$. Статически неопределимая величина ΔX принимает снова то же значение $\Delta X_t = k \cdot R_t$.

Равномерное падение температуры вызовет (фиг. 18) в арке напряжение:

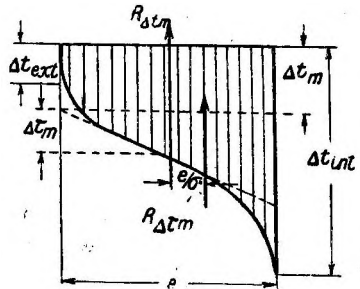
$$\sigma = \pm \frac{\Delta X_t \cdot Y_k}{W}.$$

б) Температура различна с обеих сторон арки.

Если изменение температуры неравномерно, то волокна с наружной и внутренней сторон сокращаются различно. Виртуальная сила R_t уже таким образом более не осевая.



Фиг. 18.



Фиг. 19.

Подобная диаграмма укорочений волокон противоречит гипотезе Навье: достаточно значительное укорочение (или удлинение) наружных волокон вызывает добавочное скальвающее напряжение, параллельное волокнам. Эта диаграмма может быть заменена трапецией средних величин, если пренебречь наружными слоями, реагирующими на колебания температуры. Эта трапеция в свою очередь может быть, расчленена на прямоугольник высотой Δt_m ,

соответствующий $R_{\Delta t_m} = \frac{l \Delta t_m}{k \delta_{xx}} \beta$, и на треугольник высотой $2\Delta t_m$, соответствующий силе $R_{\Delta t_m}$ действующей в ядре сечения (фиг. 19).

Эта вторая внецентренная сила заменяется через o с e в y ю

$R_{\Delta t_m}$ и момент $M_{\Delta t_m} = R_{\Delta t_m} \frac{e}{6}$ Нам остается рассмотреть влияние этого эксцентриситета на статически неопределимую величину.

Мы исходим из основной формулы:

$$\Delta X_\tau = - \frac{\partial x^c}{\partial v_x},$$

где

$$\delta_{x_2} = \beta \int \cos \varphi \Delta_{\tau_m} ds + \int \frac{M_{\Delta \tau_m}}{E \cdot I} y_m \cdot ds.$$

Если e постоянно, то второй член равен нулю, так как сама сумма $\int y_m ds$ равна нулю. Если e переменна, то второй член отличен от нуля, но тем не менее он настолько мал в сравнении с первым, что им можно пренебречь. Мы вычислили для нескольких определенных случаев отношение величин обоих членов. Отношение второго к первому составляет лишь 1—2% δ_{x_2} таким образом как и в случае равномерного изменения температуры, приводится к величине $\beta \Delta \tau_m l$. Из этого следует, что для второго случая:

$$\Delta X_t = k(R_{\Delta \tau_m} + R_{\Delta \tau_m}).$$

Напряжения слагаются из влияния

$$1) \text{ величины } \Delta X_t \quad \sigma_1 = \pm \frac{\Delta X_t y_k}{W}$$

и

$$2) \text{ эксцентриситета} \quad \sigma_2 = \pm \frac{R_{\Delta \tau_m} \cdot e}{W} = E \cdot \beta \cdot \Delta \tau_m.$$

В нашем случае более значительного падения температуры на низовой грани σ_2 отрицательно (сжатие) для верховой грани и положительно для низовой.

§ 3. Форма арки

Если бы статически неопределимая величина ΔX равнялась нулю, то арка была бы подвержена равномерному сжатию

$$\sigma = \frac{p \cdot r^1}{e}.$$

В Америке формула эта применялась во многих случаях.

Это конечно являлось бы наивыгоднейшим распределением усилий. В действительности же величина ΔX нарушает такую равномерность, особенно в пятах и в ключе. Равнодействующая в каком-либо сечении отклоняется от осевой линии тем более, чем больше ΔX . Надо следовательно стремиться при назначении формы плотины к тому, чтобы λ и $2a$ были сколь возможно большими.

Центральные углы арок и кривизна в значительной мере зависят от топографического и геологического местоположения плотины.

Первые большие плотины Америки образованы из круговых арок постоянного радиуса (Шошон, Пасфайндер). В результате получается, что нижние арки, центральный угол которых очень мал, работают весьма неудовлетворительно. Позднее американцы ввели новый тип „арки с постоянным углом”, в котором центральный угол остается постоянным, в то время как радиус книзу уменьшается. Эта форма соответственно вышеизложенному пред-

¹ Эта формула $\sigma = \frac{p \cdot r}{e}$ справедлива лишь для бесконечно тонких арок, например см. F ö p r I. Technische Mechanik. B, III» „Dickwandige Röhren”.

ставляет действительные преимущества в сравнении с первой. Но во всяком случае нет никакой необходимости в том, чтобы угол оставался постоянным. Наоборот, мы утверждаем, что угол должен быть насколько только возможно большим, и тогда получится полная возможность использования всех преимуществ конфигурации места расположения плотины.

Если дело касается плотины, состоящей из серии арок, опирающихся на контрфорсы (бычки), то пролет арок остается постоянным и можно следовательно сверху донизу сохранить постоянную кривизну арок. Может быть возможно будет увеличить слегка кривизну нижних арок, чтобы частично компенсировать недостаток гибкости, вытекающий из их чрезмерной толщины.

Так как отношение $\lambda = \frac{r}{e}$ должно быть поскольку возможно велико и так как r является более или менее заданным, то e должно быть весьма мало, т. е. настолько мало, насколько позволяют предельные напряжения сжатия. Можно определить приблизительно толщину некоторых арок при помощи уравнения

$$e = \frac{\text{глубина} \cdot r_{нар}}{\sigma_{сж}}$$
, принимая для σ значения 12—14 кг/см² в зависимости от большей или меньшей гибкости арок.

До сих пор нами рассматривались арки. Но мы видели, что в некоторых случаях действие стенки может быть столь же существенно, как и арок. Необходимо следовательно рассмотреть также работу стенки, если желаем придать плотине рациональную форму.

Сопrotивление стенок ослабевает по мере удаления от основания. У подошвы стенка предполагается недеформирующейся в силу жесткой заделки в скалу основания. Арки в пятах в свою очередь не деформируются, в то время как вершины могут смещаться более или менее беспрепятственно.

Рассмотрим теперь серию арок, расположенных одна над другой. Верхние тонкие арки большого пролета более деформируются, чем нижние, короткие и толстые. Сопrotивление деформациям здесь также уменьшается с уменьшением глубины, но в значительно более слабой степени, чем для стенок. Из этого следует, что в нижней части плотины превалирует влияние „стенки“. Оно уменьшается по мере поднятия, и в верхних частях основными элементами становятся арки. Средняя зона верхних арок плотины должна быть насколько возможно слаба, чтобы придать всему сооружению возможно большую гибкость, в то время как подошва плотины и пяты арок¹ должны быть усилены, чтобы осуществить хорошую заделку.

Не следует, естественно, пренебрегать и формой стенки, которая не должна представлять слишком резких изменений. Рациональная форма плотины получится в результате увязки этих двух требований.

Предшествующие замечания позволяют теперь наметить основную форму плотины, т. е. именно ту, которая послужит ос-

¹ Пяты тонких арок. *Ред.*

новой для статического расчета. Возможно например нанести на плане в горизонталях серию арок, расположенных на достаточных одна над другой расстояниях, толщина которых определена по вышеприведенной грубой формуле. Приняв основное очертание плотины, можно перейти к статическому расчету, который даст возможность определить поправки, необходимые для внесения в первичную форму.

III. ПРИМЕНЕНИЕ К РАСЧЕТУ ПЛОТИНЫ ЖОНЬ ИЛИ ГРЮЕР

Общество электрических предприятий во Фрейбурге 1918—1921гг. построило под руководством Г. Е. Грюнера (базельского инженера-консультанта) гидроэлектрическую станцию с регулирующим водохранилищем при нем.

Воды р. Жонь подпираются плотиною высотой примерно 50 м, перегораживающей весьма узкое ущелье Руссиль (Russile), образующее водохранилище, или озеро Монсальван (фиг. 20) (Montsalvens). Левое крыло упирается в большой устой. Он понадобился в этой части из-за пологости местности. Кроме того он укорачивает верхние арки, а также позволил разместить на продолжении плотины водослив.

Устой назначен таких размеров, чтобы не допускать каких-либо перемещений пят арок. При таких условиях он не играет какой-либо роли в статическом расчете арок. Высота плотины для расчета была принята до отметки 775, т. е. 45 м, несмотря на то, что основание находится примерно на отметке 748. Эта нижняя толстая часть плотины, полностью заделанная, может быть рассматриваема как совершенно жесткий цоколь.

С некоторой глубиной влияние „стенки” становится преобладающим, а по этой причине толщина плотины к основанию увеличивается. Профили плотины приведены на фиг. 22а—22г. Арки увеличиваются в толщине от ключа к пятам, особенно начиная от рамен их. Толщина в пятах приблизительно на 50% больше, чем в ключе. Гребень находится на отметке 800.

Рассматриваем четыре арки на отметке 800, 790, 780, 770, взаимно отстоящие на 10 ж, и девять вертикальных сечений, в числе которых одно меридиональное и восемь попарно симметричных, надлежаще выбранных, именно I, II, III и IV.

Если назовем через M_m , Q_m , N_m моменты, перерезывающие



Фиг. 20. Плотина на р. Жонь.

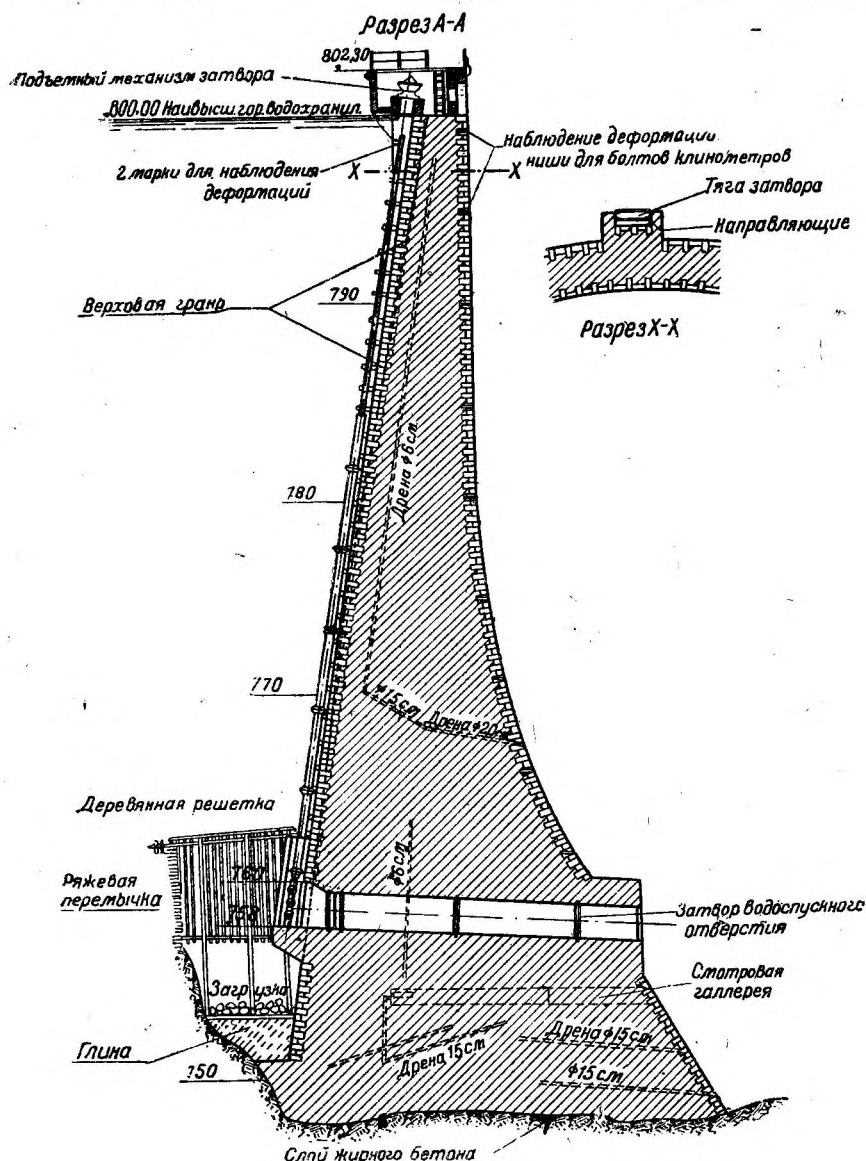
и нормальные усилия в стенке, то элементарные деформации стенки выразятся посредством уравнений:

1) изменение длины

$$\Delta s_m = \frac{N_m}{EF_m} S_m;$$

2) изменение угла

$$\Delta d_m = \frac{A}{6EI_m} S_m + \frac{B}{6EI_{m+1}} S_{m+1} + \frac{C}{F'_m G} - \frac{D}{F'_{m+1} G};$$



Фиг. 22а. Вертикальный разрез плотины Жонь по максимальному профилю.

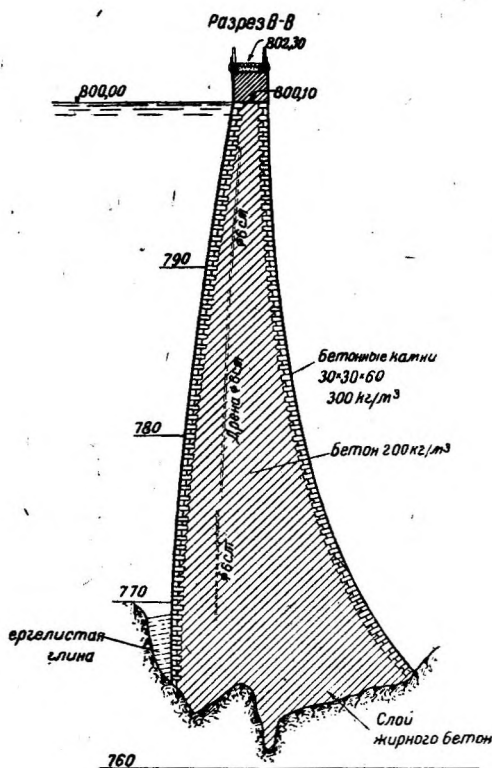
Здесь F'_m — сечение, отвечающее скалыванию, мы примем равными F_m (в действительности $F'_m = \frac{5}{6} F_m$).

Во всех вычислениях будем придерживаться измерений в тоннах и метрах за исключением напряжений, которые кг/см^2 .

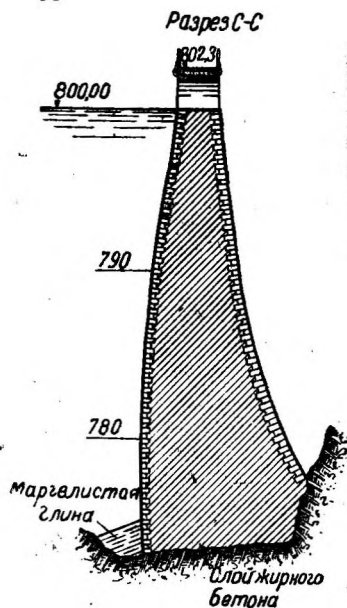
Для модулей E и G мы примем величины 2 и $\frac{10}{13}$ взамен 2000000 кг/м^2 и $\frac{5}{13} E$; следовательно все смещения увеличиваются в 10 раз¹.

Вводим единицу смещения

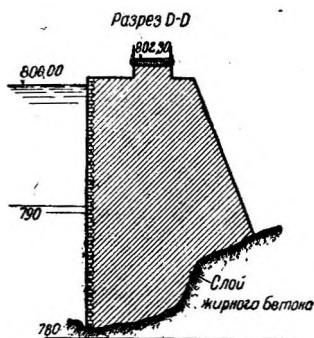
$$u = 1 \text{ м} \cdot 10^{-6} = \frac{1}{1000} \text{ м.м.}$$



Фиг. 22б.



Фиг. 22в.



Фиг. 22г.

Зная элементарные углы поворотов Δd_m , легко вычислить изменение направления любого элемента:

$$\Delta \varphi_m = \sum_0^m \Delta d_m.$$

¹ Величина E имеет значение только для величин смещений. Важно лишь то, чтобы E было примерно одинаковым для стенок и арок, подверженных аналогичному изгибу.

Линейное смещение δ_m определяется посредством эпюры деформаций.

Для стенок укорочение элементов от действия собственного веса не принимается в расчет, так как оно происходит до нагружения плотины¹. В этом случае эпюра деформаций превращается в прямую и

$$\delta_{\text{гор}} = \sum_0^m s_m \Delta \varphi_m.$$

Мы приводим ниже детали расчета для меридионального сечения и для $P=1$, действующего на отметке 800.

Линия влияния горизонтальных перемещений точки m вертикального сечения от горизонтальной силы $P=1$, перемещающейся вертикально, соответствует по теореме Максвелла упругой линии вертикального сечения, подверженного действию единичной горизонтальной силы, приложенной в точке m (табл. 1).

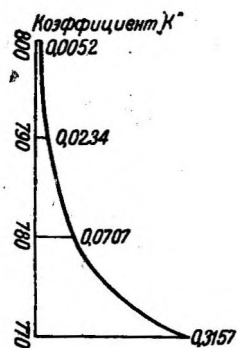
Расчет повторяется точно так же для $P=1$, действующего последовательно на различных других высотах. Коэффициенты δ_{mm} для меридионального сечения собраны в табл. 2 (единицы u).

Для проверки следует убедиться идентичны ли горизонтальные строки соответствующим столбцам в силу теоремы Максвелла.

§ 1. Статически неопределимые коэффициенты арок

В главе II мы познакомились со способом вычисления статически неопределимых коэффициентов k арок. Ниже приводим вычисление k для арки на отметке 800.

Этот расчет аналогичен расчету других арок. Результат его даем на фиг. 23, представляющей кривую для различных арок.



Фиг. 23.

§ 2. Коэффициенты деформации арок

Зная теперь силы, действующие на арку, R и $\Delta X = kR$, легко вычислить деформации тем же способом, что и для стенок.

Имеем:

$$\begin{aligned} M_m &= \Delta X \cdot y_{om}; \\ N_m &= R_m - \Delta X \cdot \cos \varphi; \\ Q_m &= \Delta X \cdot \sin \varphi^2. \end{aligned}$$

Вычисление деформаций приведено ниже для арки 800; оно выполнено при $\Delta X = 1$ (табл. 5).

1
2
3

¹ Если бы водохранилище наполнялось по мере хода работ, то в таком случае надо было бы предусмотреть это укорочение.

² Если кривая давлений принята за осевую линию арки. *Ред.*

Таблица 1

Деформация вертикальных секций. Меридиональное сечение *O*

Отметки	P_m мм	M_m м	$2M_m$ м	$2M_m + M_{m-1}$ + M_{m+1} м	e_m м	I_m м ⁴	A	B	A+B	C	D	C+D	Δd_m	$\Delta \varphi_m$	$S_m \Delta \varphi_m$	δ_m
800	1	0	0	—	2,00	1,30	—	—	—	—	—	—	—	21,63	108,15	325,35
795	—	5	10	10	3,00	3,56	3,20	2,34	5,54	0,52	-0,37	+0,15	5,69	15,94	79,70	217,20
90	—	10	20	25	4,00	7,58	2,92	1,93	4,85	0,37	-0,29	+0,08	4,93	11,01	55,07	137,50
85	—	15	30	40	5,00	13,82	2,20	1,51	3,71	0,29	-0,24	0,05	3,76	7,25	36,25	82,45
80	—	20	40	55	6,00	25,00	1,66	1,08	2,74	0,24	-0,19	0,05	2,79	4,46	22,30	46,20
75	—	25	50	70	7,40	47,60	1,16	0,70	1,87	0,19	-0,16	0,03	1,90	2,56	12,80	23,90
70	—	30	60	85	9,20	93,40	0,75	0,42	1,17	0,16	-0,12	0,04	1,21	1,35	6,75	11,10
65	—	35	70	100	11,60	188,7	0,45	0,24	0,69	0,12	-0,10	0,02	0,71	0,64	3,20	4,35
60	—	40	80	115	14,70	363,0	0,25	0,14	0,39	0,10	-0,08	0,02	0,41	0,23	1,15	1,15
55	—	45	90	130	18,00	—	0,15	—	0,15	0,08	—	0,08	0,23	0	0	—

Таблица 2

Меридиональное сечение *O*

Отметки	800	795	790	785	780	775	770	765	760
800	325,3	217,2	137,5	82,4	46,2	23,9	11,1	4,3	1,1
795	217,2	163,5	109,8	68,5	39,4	20,8	9,8	3,9	1,0
790	137,5	109,8	82,1	54,6	32,6	17,7	8,6	3,5	0,9
785	82,4	68,5	54,6	40,7	25,8	14,6	7,3	3,0	0,8
780	46,2	39,4	32,6	25,8	19,0	11,5	6,1	2,6	0,7
775	23,9	20,8	17,7	14,6	11,5	8,4	4,8	2,2	0,6
770	11,1	5,8	8,6	7,3	6,1	4,8	3,6	1,8	0,5
765	4,3	3,9	3,5	3,0	2,6	2,2	1,8	1,4	0,4
760	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3

Таблица 3

Определение центра упругости. Арка 800

сечения	I_m м ⁴	$\frac{s_m}{6 EI}$	y_m	$\frac{s_m y_m}{6 EI}$	e_m м
<i>I</i>	2,59	0,090	0	0	3,15
<i>II</i>	2,03	0,205	3,50	0,717	2,90
<i>III</i>	1,34	0,311	7,80	2,424	2,53
<i>IV</i>	1,01	0,412	11,75	4,840	2,30
<i>V</i>	0,82	0,505	15,45	7,80	2,15
<i>VI</i>	0,77	0,542	18,80	10,20	2,10
<i>VII</i>	0,75	0,556	21,80	12,10	2,08
<i>VIII</i>	0,73	0,571	24,35	13,90	2,06
<i>IX</i>	0,71	0,587	26,30	15,41	2,04
<i>X</i>	0,69	0,604	27,60	16,68	2,02
<i>XI</i> [†]	0,67	0,623	28,20	17,57	2,00
—	—	5,006	—	101,641	—

$$\eta = \frac{101,641}{5,006} = 20,304$$

Определение коэффициента k . Арка 800

№ сечения	φ^0	$\cos \varphi$	$\frac{s_m}{F}$	$\frac{s_m \cos \varphi}{F}$	$\frac{s_m \cos^2 \varphi}{F}$	$\sin \varphi$	$\frac{s_m \sin^2 \varphi}{F}$	y_0	y_2	$\frac{s_m}{6 EI}$	$y_2 w_2$
I	72,85	0,413	0,89	0,368	0,152	0,910		-20,30	-20,50	0,090	37,90
II	68,40	0,476	1,725	0,820	0,390	0,879		-16,80	-17,00	0,205	58,6
III	62,25	0,559	1,975	1,103	0,617	0,829		-12,50	-12,70	0,311	49,3
IV	56,15	0,635	2,17	1,380	0,875	0,772		-8,55	-8,75	0,412	30,8
V	50,15	0,705	2,33	1,642	1,158	0,709		-4,85	-5,10	0,505	12,5
VI	43,45	0,775	2,38	1,843	1,427	0,631		-1,50	-2,05	0,542	1,67
VII	38,50	0,823	2,40	1,975	1,625	0,569		+1,50	+2,00	0,556	1,67
VIII	30,30	0,889	2,425	2,155	1,915	0,458		+4,05	+4,15	0,571	9,60
IX	21,25	0,945	2,45	2,315	2,185	0,327		+6,00	+6,10	0,587	21,45
X	12,55	0,984	2,475	2,435	2,395	0,196		+7,30	+7,40	0,604	32,6
XI	5,0	0,999	2,50	2,50	2,50	0,078		+7,90	+7,95	0,623	39,1
—	—	—	—	18,536	15,239	—	—	—	—	—	295,2 × 12

$$k = \frac{18,54}{15,24 + 12 \times 295,2} = 0,0052$$

Определение деформаций. Арка 800 $\Delta X = 1$ мт $R_0 = 192$ мт

№	№	y_m	$2 y_m$	$2 y_m$	$2 y_m$	$\frac{s_m}{6 E I m}$	A	B	A+B	Q_m	C	D	C+D	$\Delta d m$	$\Delta \varphi m$	$s_m \Delta \varphi m$	N_m	$\frac{s_m}{F}$	$\Delta s m$	μ
I	0	-21,60	-43,2	-	-62,3	0,090	0	-5,61	-5,63	-	0	-0,38	-0,38	-5,85	-5,85	-14,6	-191,5	0,89	-	85
II	1	-19,10	-38,2	-59,8	-52,9	0,205	-5,38	-10,83	-16,23	0,879	+0,38	-0,39	-0,01	-16,08	-21,93	-109,6	-	1,725	-	165
III	2	-14,70	-29,4	-48,5	-39,9	0,311	9,70	-12,40	-22,10	0,829	+0,39	-0,43	-0,04	-21,98	-43,91	-219,5	-	1,975	-	189
IV	3	-10,5	-21,0	-35,7	-27,7	0,412	-11,09	-11,43	-22,52	0,772	+0,43	-0,44	-0,01	-22,41	-66,32	-331,6	-	2,17	-	208
V	4	-6,70	-13,4	-23,0	-16,5	0,505	-9,85	-8,32	-18,17	0,709	+0,44	-0,43	+0,01	-18,00	-84,32	-421,6	-	2,33	-	223
VI	5	-3,10	-6,2	-12,9	-6,2	0,542	-6,51	-3,36	-9,87	0,631	+0,43	-0,39	+0,04	-9,67	-93,99	-469,9	-	2,38	-	228
VII	6	0	0	-3,1	+2,85	0,556	1,68	+1,58	-0,10	0,569	+0,39	-0,36	+0,03	+0,09	-93,90	-469,5	-	2,40	-	230
VIII	7	+2,85	+5,7	+5,7	+10,8	0,571	+3,17	+6,16	+9,33	0,458	+0,36	-0,29	+0,07	+9,40	-84,34	-421,7	-	2,42	-	232
IX	8	+5,10	+10,2	+13,05	+16,9	0,587	+7,45	+9,92	+17,37	0,327	+0,29	-0,21	+0,08	+17,45	-66,73	-333,6	-	2,45	-	234
X	9	+6,70	+13,4	+18,5	+21,1	0,604	+10,86	+12,73	+23,59	0,196	+0,21	-0,13	+0,08	+23,67	-42,9	-214,5	-	2,47	-	237
XI	10	+7,70	+15,4	+22,1	+23,1	0,623	+13,35	+14,60	+27,95	0,078	+0,13	-0,05	+0,08	+28,03	-14,86	-74,3	-	2,50	-	240
-	11	+8,05	+16,1	+23,8	+23,8	0,623	+14,81	+14,81	+29,62	-	+0,05	+0,05	+0,10	29,72	-	-	-	-	-	-

Силы P_m равнодействующие частичных давлений, приложенные на отметках 800, 795, 790 (табл. 7).

Таблица 7

Меридиональное сечение O

m	P_m	δ_{am}	$P_m \delta_{am}$	δ_{bm}	$P_m \delta_{bm}$	δ_{cm}	$P_m \delta_{cm}$	δ_{dm}	$P_m \delta_{dm}$	δ_{em}
a	-7,6	325,3	-2460	217,2	-1650	137,5	-1045	82,4	-628	46,2
b	-1,9	217,2	-410	163,5	-310	109,8	-209	68,5	-130	39,4
c	8	137,5	+1100	109,8	+871	82,1	+657	54,6	+436	32,6
d	15	82,4	1235	68,5	1030	54,6	820	40,7	610	25,8
e	25	46,2	925	39,4	935	32,6	815	25,8	645	19,0
f	40	23,9	955	20,8	830	17,7	708	14,6	584	11,5
g	60	11,1	665	9,8	590	8,6	515	7,3	438	6,1
h	90	4,3	385	3,9	350	3,5	315	3,0	275	2,6
i	115	1,1	145	1,0	125	0,9	112	0,8	100	0,7
	Стенки	δ_a	2540	δ_b	2821	δ_c	2688	δ_d	2330	δ_e
	Арки	$\bar{R}_a \cdot \delta_{as}$	2210	$\bar{R}_b \cdot \delta_{bs}$	2620	$\bar{R}_c \cdot \delta_{cs}$	2780	$\bar{R}_d \cdot \delta_{ds}$	2240	$\bar{R}_e \cdot \delta_{es}$

m	$P_m \delta_{em}$	δ_{fm}	$P_m \delta_{fm}$	δ_{gm}	$P_m \delta_{gm}$	δ_{hm}	$P_m \delta_{hm}$	δ_{im}	$P_m \delta_{im}$	\bar{R}_m	δ_{ms}
a	-350	23,9	-182	11,1	-84	4,3	-32	1,1	-8,4	1167	18,92
b	-75	20,8	-39	9,8	-19	3,9	-7	1,0	-1,9	216	12,10
c	+261	17,7	+141	8,6	+69	3,5	+28	0,9	+7,2	315	8,84
d	387	14,6	220	7,3	109	3,05	46	0,8	12,0	350	6,40
e	475	11,5	287	6,1	152	2,6	67	0,7	17,5	362	4,65
f	460	8,4	336	4,8	192	2,2	88	0,6	24,0	430	3,00
g	366	4,8	288	3,6	216	1,8	108	0,5	30,9	533	1,63
h	234	2,2	198	1,8	162	1,4	126	0,4	36,0	450	1,05
i	87	0,6	75	0,5	62	0,4	50	0,3	37,5	320	0,50
	1845	δ_f	1324	δ_g	860	δ_h	474	δ_i	154		
	1680	$\bar{R}_f \cdot \delta_{fs}$	1290	$\bar{R}_g \cdot \delta_{gs}$	869	$\bar{R}_h \cdot \delta_{hs}$	525	$\bar{R}_i \cdot \delta_{is}$	160		

Две последние строки таблицы показывают: первая — смещение точек стенки, вычисленные при помощи давлений, действующих на нее, именно $\sum P_m \delta_{mm}$ в т о р а я — смещения тех же точек, рассматриваемых принадлежащими аркам и вычисленные при помощи осевых сил, полученных посредством эпюр (фиг. 23).

Совпадение деформаций было получено с точностью около 10%. Было бы излишним увеличивать эту точность, так как на практике не является возможным осуществить полностью предположения, положенные в основу расчета.

Подошва меридиональной стенки испытывает все давление воды в силу того, что эта часть стенки неподвижна, в то время как соответствующая часть арки ключевая не является неподвижной. Для боковых стенок дело обстоит иначе. Нижняя точка является одновременно принадлежащей и подошве стенки и пяте арки, следовательно совершенно неподвижная в обоих случаях, и давление распределяется на оба элемента.

Четыре диаграммы давлений на стенки в своих верхних частях представляют отрицательные участки.

Это значит, что в этой области арки подвержены добавочному давлению, получающемуся в силу деформаций стенок. Вершина стенки увлекается из-за деформации нижних частей и в свою очередь увлекает выше расположенные арки, которые под давлением воды деформировались бы лишь весьма слабо, В свою очередь в виде реакции арки задерживают движение вершин стенок.

б) Изменение температуры

Предположения, которые по этому вопросу следует сделать, были рассмотрены в главе II.

в) Водоохранилище пусто, падение температуры равномерное

Мы видели, что влияние на арки равномерного падения температуры может быть уподоблено действию некоторой виртуальной (осевой) силы $R = \beta \Delta t EF$, где t — падение температуры. Этим осевым силам должны соответствовать виртуальные давления P_t действующие на арку. Для арки постоянной толщины осевая виртуальная сила P_t будет постоянной и давления к арке нормальны.

Для арки переменной толщины R_t изменяется в зависимости от толщины и виртуальные давления, действующие на арку наклонно, могут быть разложены на усилия нормальные и тангенциальные.

Действие тангенциальных (касательных) составляющих, стремящихся главным образом вызвать боковое смещение арок, задерживается стенками, которые сопротивляются этим смещениям. Их влияние на распределение давлений, как это будет показано ниже, незначительно. Мы будем учитывать только нормальные составляющие, но так как арки, вообще говоря, не в точности круговые, то вычисление давлений P_t лучше всего производить графически. На основе предположений, сделанных в главе II, находим виртуальные давления P_t (табл. 8).

Действие этих давлений отлично от действия давлений воды на плотину.

Таблица 8

Виртуальные давления P_t

Отметки	Δt_m	Виртуальные давления P_t				
		0	1	II	III	IV
		тн/м	тн/м	тн/м	тн/м	тн/м
800	14°	18,5	17,2	14,4	12,1	11,5
795	12°	23,4	24,5	23,7	19,0	15,4
790	11°	28,0	28,0	26,7	21,0	18,4
785	10°	34,5	31,0	25,5	20,6	-
780	9°	43,4	35,0	23,4	21,7	-
775	8°	53,0	44,0	25,3	24,5	-
770	7°	60,0	50,0	31,5	-	-
765	6°	66,0	50,0	-	-	-
760	5°	70,0	56,0	-	-	-
755	4°	75,0	-	-	-	-

Берем, как и раньше, арки и стенки; первые, рассматриваемые независимо, претерпели бы под влиянием колебания температуры деформацию, соответствующую полным давлениям P'_i , и в них возникли бы напряжения от X'_i , соответствующего давлениям P'_i , в то время как стенки сами по себе не испытывали бы ни деформаций, ни напряжений. Вследствие взаимной связи двух систем стенки препятствуют деформации арок. Поэтому стенки подвергаются воздействию действительных давлений (P'_i) и арки — тем же действительным давлениям ($-P'_i$), вызывающим действительные арочные силы R'_i и статически неопределимые величины — $\Delta X'_i = -kR'_i$. Силы, действующие на стенки, следовательно суть P'_i , а действующие на арки — R'_i и $(\Delta X'_i - \Delta X'_i)$.

Эти силы приводят арки и стенки к взаимному совпадению. Вычисление распределения давлений выполняется так же, как и в случае нагрузки водой. Диаграммы P'_i (фиг. 26 и 27) разделяются на две части P'_i и $(P'_i - P''_i)$. Первые дают смещения стенок, вторые смещения арок. Вычисление в принципе идентично приведенному в табл. 7.

г) Во дох р а н и л и щ е н а п о л н е н о , п а д е н и е т е м п е р а т у р ы н е р а в н о м е р н о

Ранее мы пришли к тому результату, что неравномерное падение с обеих сторон арки выявляется посредством виртуальной осевой силы:

$$R_{\Delta t + \Delta \tau} = \beta \cdot EF(\Delta t + \Delta \tau)$$

$$R_{\Delta t} \cdot \frac{e}{6}.$$

Задача распределения давлений более сложна, чем в первом случае. Тем не менее из-за того, что предположения о колебании температуры более или менее произвольны, бесполезно разрешать этот вопрос с излишней точностью. Можно допустить для второго случая то же распределение давлений, что и для первого, и про сто снизить напряжения, соответствующие $R_{\Delta t}$ по первому случаю.

В этом втором случае напряжения в арках слагаются от действия $R_{\Delta t} + \Delta \tau$ (снижение по отношению $R_{\Delta t}$), от внецентренности силы $R_{\Delta t}$ и от давлений воды.

д) И з м е н е н и е в ы с о т ы „ с т е н о к ”

Вследствие изменения температуры, различного для обеих граней плотины, стенки изменяют свою высоту и должны будут например наклоняться в сторону нижнего бьефа, если укорочение сильнее с низовой стороны, и, наоборот, к верхнему — в противоположном случае. Арки будут увлечены этим наклоном и подвергнутся в силу этого некоторому действительному давлению, аналогичному давлению воды, влияние которого частично компенсирует действие от понижения температуры в арках. В противоположность этому стенки подвергнутся давлениям в обратном направлении (от низовой к верховой стороне), действие которых обратно действию воды и общему понижению температуры арок,

и следовательно они уменьшат напряжения, полученные ранее. В результате то обстоятельство, что стенки должны под влиянием очень значительного падения температуры на свободной грани наклоняться к низовой стороне, уменьшает напряжения, получающиеся от укорочения арок.

§ 4. Противодействие

Как мы говорили во введении, в Швейцарии обычно считаются с противодействием, вводя в каждом горизонтальном сечении давление снизу вверх. Величина диаграммы противодействия меняется в различных проектах по усмотрению конструкторов. Если верхняя сторона снабжена хорошим дренажем, то можно уменьшить противодействие. В случае проектирования стенки совершенно проницаемой получается деформация ее, которая влечет за собой деформацию системы арок; эти деформации конечно значительно меньшего порядка, чем вызванные давлением воды. В этом легко убедиться, сравнив изгибающие моменты, соответствующие противодействию и давлению воды. Поэтому деформациями и их действием на арки можно пренебречь. Достаточно следовательно в случае полного отсутствия дренажа или когда не придают особенного значения ему в целях большей безопасности считаться с противодействием по способу, аналогичному учету собственного веса в стенках, как это делают в гравитационных плотинах.

§ 5. Вычисление напряжений

а) Стенки

Зная силы, действующие на стенки, собственный вес, горизонтальное давление, вертикальные составляющие давления в случае наклонной верховой грани, легко вычислить напряжения по обычным формулам, основанным на гипотезе Навье.

На границах горизонтального сечения напряжения равны

$$\sigma_{\text{верт}} = \pm \frac{M_{\kappa}}{W}.$$

Известно, что максимальное напряжение направлено нормально к сечению, перпендикулярному к низовой грани:

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{\sigma_{\text{верт}}}{\cos^2 \theta}.$$

Максимальное скалывающее напряжение имеет место в плоскостях, наклоненных под углом в 45° к нормали:

$$\tau_{\text{max}} = \frac{1}{2} \sigma_{\text{max}}.$$

Но в этом же самом сечении действует одновременно и нормальное напряжение

$$\sigma' = \frac{1}{2} \sigma_{\text{max}}.$$

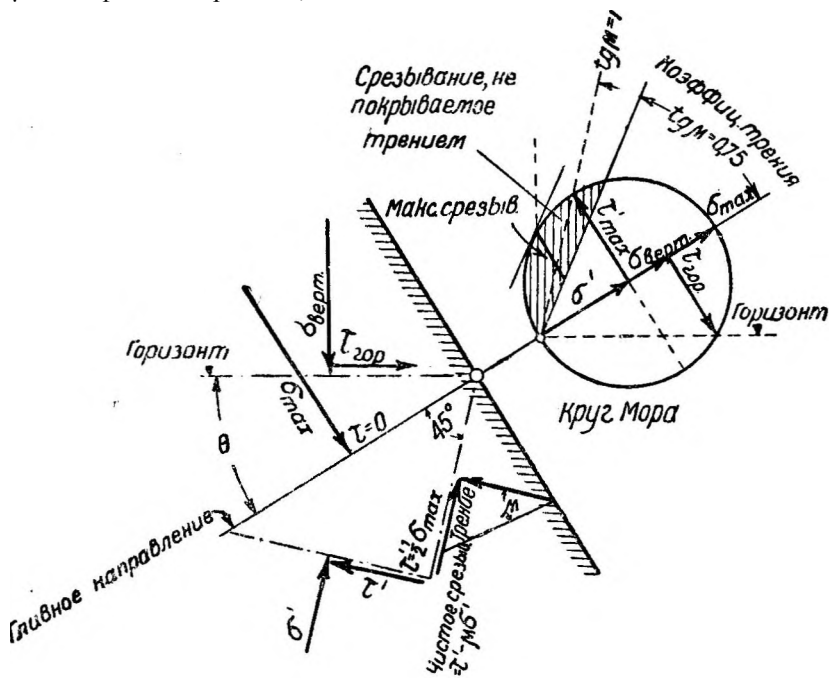
¹ Если относить M_{κ} к границам ядра сечения. *Ред.*

Следует таким образом непременно вычислять σ_{\max} и τ_{\max} , действующие на низовой грани у подошвы плотины.

Что касается опасности разрушения скалыванием, то отметим, что сечения, подверженные значительному скалыванию, в то же время подвергаются сильному сжатию, вследствие чего мы не имеем здесь дела с чистым скалыванием, о котором речь идет в федеральных нормах Швейцарии для бетонных конструкций. Нормальная составляющая препятствует при посредстве трения всякому скольжению, и при известном соотношении σ и τ может оказаться в действительности, что одного трения будет достаточно для устойчивости сооружения. Однако останется еще некоторое усилие чистого скалывания (фиг. 28):

$$\tau_{\text{скал. чист}} = \tau_{\text{полн}} - \mu \cdot \sigma,$$

где μ — коэффициент трения 1,00 или больше.



Фиг. 28.

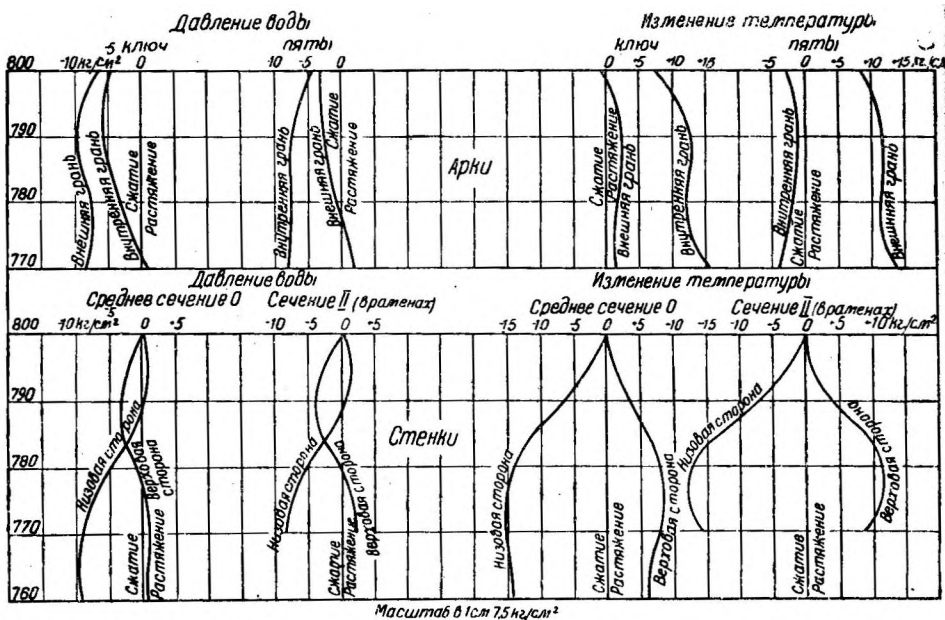
Введение фактора „внутреннего трения” с постоянным коэффициентом μ принадлежит Кулону¹. Мор обобщил эту теорию, вводя для τ и σ более общее соотношение. Позднейшие опыты видимо подтверждают теорию Мора, т. е. то, что коэффициент μ уменьшается с увеличением давления.

б) Арки

Формулы для арок выведены в главе II. Здесь не следует вдаваться в детали расчета напряжений, не представляющего

¹ В применении к твердым телам ее выдвигал Дюгэ. Теория эта дает лишь грубое приближение. Ред.

трудностей. На фиг. 29 и 30 даны напряжения для давления воды и падения температуры. В арке могут встретиться сечения, подверженные косоуго растяжению, дающему составляющую нормального растяжения и касательную составляющую скалывания. В этом случае не будет, как выше при рассмотрении стенки, сопротивления скольжению трением, а сама кладка должна будет сопротивляться скалыванию. Тогда необходимо ограничить скалывание пределом в 4 кг/см^2 .



Фиг. 29—30.

в) Исследование напряжений, образующихся вследствие тангенциальных деформаций стенок

Теперь остается доказать, что без больших погрешностей можно пренебречь влиянием тангенциальных деформаций стенок на распределение давлений. Самое простое — сравнить, основываясь на выше полученных результатах, порядок величин усилий, появляющихся в плотине вследствие тангенциальных деформаций. Возможно например определить отношение суммы виртуальных работ скалывающих тангенциальных усилий к сумме виртуальных работ внешних давлений. Отмечаем здесь, что это отношение в том виде, как предполагаем его вычислить, слишком велико, потому что нормальные и тангенциальные деформации, которые послужат для нас основой, были вычислены без учета касательных усилий. Мы и собираемся именно доказать, что эти последние настолько незначительны, что их влиянием на распределение давлений возможно пренебречь.

Эпюры деформаций арок позволяют нам определить составляющую $\delta_{\text{танг}}$ смещений, которые должны иметь точки m' для $\Delta X =$

=1,10 или 100 *m*. Умножением на действительное ΔX получаем искомую величину $\delta_{танг}$. Задача ставится так: зная деформации, получающиеся только от скалывания стенки, меняющей длину в зависимости от высоты, но постоянной толщины (1 *m*), найти, каковы давления, действующие на эту стенку (эти давления $P_{танг}$ могут быть приняты сосредоточенными). Эта задача, обратная задаче отыскания коэффициентов δ_{aa} стенок. Так как мы имеем дело только со скалывающими усилиями, то вычисление производится следующим образом.

Если Δh есть вертикальное расстояние двух точек, то угол скольжения γ имеет величину (фиг. 31):

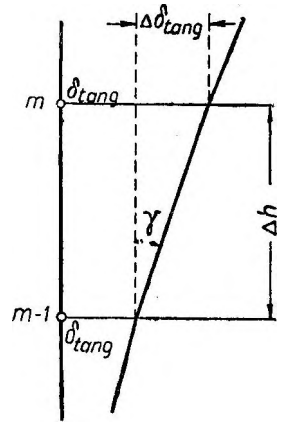
$$\gamma = \frac{\Delta \delta_{танг}}{\Delta h}; \quad \tau = \gamma \cdot G; \quad Q_m = \tau F = \gamma \cdot GF.$$

Зная скалывающие усилия Q_m легко найти давления P_m .

Виртуальная работа скалывающих усилий имеет величину

$$\sum P_m \delta_m \delta_{танг}.$$

Путем интеграции по всей поверхности плотины получается величина общей работы скалывания. Здесь приводим схему расчета для стенки II. В силу симметрии в меридиональном сечении касательные усилия равны нулю (табл. 9).



Фиг. 31.

Таблица 9

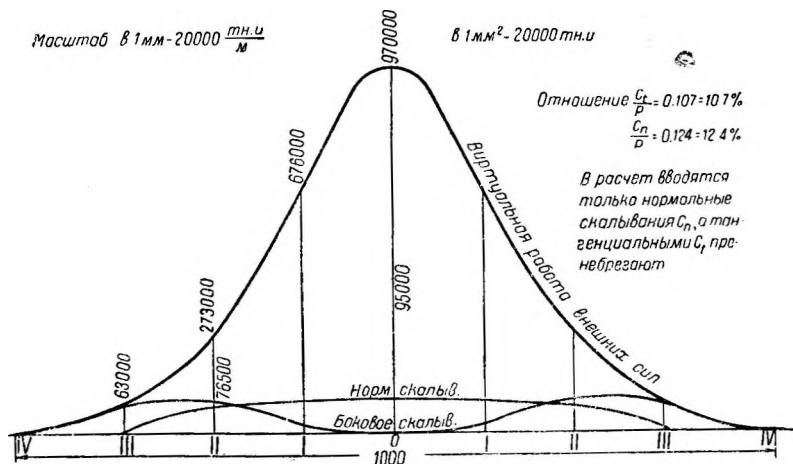
Определение виртуальной работы касательных (тангенциальных) усилий в сечении II

Отметка	$\delta_{танг}$	$\Delta \delta_{танг}$	τ	F_m	$F_{срeдн}$	Q_m	P_m	$P_m \delta_{танг}$
	<i>и</i>	<i>и</i>	кг/см ²	м ²	м ²	<i>т</i>	<i>т</i>	<i>т</i> X <i>и</i>
800	542			2,10			7,8	4,200
790	510	32	0,246	4,20	3,15	7,8	112,8	57,600
780	246	264	2,06	7,50	5,85	120,6	65,9	15,500
770	10	236	1,82	13,0	10,25	186,5	-82,5	-0,800
760	—	10	0,77	14,0	13,5	104	-104	0
								76,500

Нормальные внешние давления также известны, как и нормальные смещения точек приложения *m*. Отсюда путем простого умножения определяется виртуальная работа.

В диаграмме (фиг. 32) мы нанесли для различных вертикальных сечений работы усилий скалывания так же, как и работы внешних давлений. Отношение обеих площадей равно 10,7%

Такой же расчет, выполненный для других плотин, дал еще меньшее отношение, равное 3%. При рассмотрении диаграммы (фиг. 32) заключаем, что именно в раменах арки имеет место наиболее неблагоприятное соотношение. Это соотношение может еще увеличиться, если профиль по длине плотины имеет неправильную форму типа III (фиг. 34), так как стенки, будучи весьма короткими, подвержены значительным тангенциальным деформациям. Кроме того эта неправильная по длине форма профиля имеет еще и другие недостатки. Резкое изменение высоты стенок вызывает скачок в укорочениях или удлинениях, происходящих от усадки бетона или от колебания температуры. Таким образом вызывается интенсивная работа скалывания в вертикальном на-



Фиг. 32. Диаграмма виртуальной работы деформаций.

правлении. Работа эта может иногда превысить предел разрушения и вызвать трещины; во всяком случае она заметно увеличивает значение главных напряжений.

IV. РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА И ОПЫТА

§ 1. Допускаемые напряжения

Напряжения, полученные в предыдущем примере, кажутся на первый взгляд весьма высокими, даже чрезмерно высокими. Но не следует безоговорочно сравнивать эти результаты с теми, которые обычно получали для гравитационных плотин. Здесь стремились насколько возможно точно выяснить истинные напряжения в материале, в то время как расчет прямолинейных плотин выполняется обычно упрощенно. Всякий полный расчет, будь то для прямолинейной плотины или для арочной, обязательно должен привести к сходственным результатам.

Федеральные нормы от 25 ноября 1915 г. для железобетонных сооружений дают пределы напряжений, например для мостовых

сводов на сжатие $45 \text{ кг/см}^2 + 0,15 l$ (где l — пролет арки) и 10 кг/см^2 на растяжение. Предел для скалывания от 3 до 4 кг/см^2 соответствует чистому скалыванию, т. е. случаю, когда в рассматриваемом сечении нет одновременно сжатия.

Для плотин вообще принято за основу, что растягивающие напряжения должны быть совершенно исключены. Часто даже требовали во избежание противодействия некоторого сжатия на верховой грани.

В общем в настоящее время сжатие не превосходит $18\text{—}20 \text{ кг/см}^2$.

Некоторые авторы настаивают на существовании опасности скалывания в подошве плотины на низовой грани. По формуле, данной в главе III, скалывание достигает $1/2$ максимального сжатия, т. е. $8\text{—}10 \text{ кг/см}^2$. По этому поводу интересно обратиться к опытам над сопротивляемостью бетона.

Испытания сопротивляемости на сжатие сводятся к раздавливанию кубика между двумя плоскостями. Таким путем получают сопротивление, изменяющееся от 200 до 300 кг/см^2 и более. Учитывая то, что к моменту разрушения кубик расслаивается и от него остаются только две пирамиды, обращенные друг к другу своими вершинами, вывели заключение, что в действительности разрушение кубика происходит не из-за напряжений сжатия, но вследствие скалывания в плоскостях, наклоненных под углом в 45° .

Явление изменяется, если взамен кубиков применить призмы, высота которых примерно в два раза больше ребра основания. В этом случае образец часто раскалывается по вертикальным плоскостям сверху донизу¹. К этому же результату приходят, смазывая поверхности плоскостей соприкосновения досок и кубика. В классическом опыте сжатия кубических образцов состояние напряженности в действительности не так просто, как это кажется на первый взгляд. Здесь мы не имеем сжатия в одном направлении, так как вследствие трения плоскостей о кубик поперечное расширение в соседстве с досками затруднено, т. е. кубик подвержен главным образом сжатию по направлению действующей силы и дополнительно еще поперечной вследствие наличия трения. Если же производить опыты или со смазанными поверхностями или с призмами, т. е. когда влияние трения на среду призмы имеет меньшее значение, сопротивление сжатию значительно уменьшается и может снизиться до 50% от величины, получаемой при классическом опыте, т. е. до 150 кг/см^2 тогда как скалывание достигает 75 кг/см^2 . Следовательно разрушение не всегда есть результат скалывания.

Эти опыты с несомненностью доказывают, что сопротивление скалыванию может по меньшей мере достичь 75 кг/см^2 при условии, чтобы в том же сечении действовало достаточно сильное сжатие. В этом легко убедиться, если, как это мы делали раньше при вычислении напряжений в плотине, ввести получающееся от этого сжатия трение.

В сечениях, где действовало бы чистое скалывание или скалы-

¹ F ö p p 1, Technische Mechanik, III.

вание вместе с растяжением, был бы уместен предел, даваемый федеральными нормами, т. е. 4 кг/см^2 . Устанавливая максимальный предел напряжения на сжатие, тем самым устанавливают в известной мере и допускаемый предел для скалывания.

Предельные нормы, указанные выше для сжатия, и условие, что растяжение должно быть совершенно исключено, оправдываются для прямолинейных плотин, рассчитываемых упрощенно и в которых вычисленные напряжения далеки от действительности; но если бы пожелали придерживаться этих пределов для арочных плотин, рассчитанных точно с учетом температуры, то построить их было бы невозможно. Если для плотин всегда придерживались весьма осторожных границ, то это имеет свое обоснование. Плотина помимо статического действия должна представлять непроницаемую для воды преграду. Ясно, что в таких условиях для плотины нельзя допускать те же значения, что для мостовой арки. Наконец плотина является сооружением, разрушение которого может повести к крупной катастрофе; следовательно инженер обязан вести работу с наибольшей осторожностью.

Если бы пожелали сравнить результаты, к которым мы пришли в главе III, с полученными для прямолинейных плотин, надлежало бы исходить лишь из первого случая нагрузки, т. е. давления воды без изменения температуры. Тогда обнаружилось бы, что сжатие остается ниже 10 кг/см^2 , в то время как растяжение достигает 2 кг/см^2 .

В начале этой главы мы сказали, что всякая плотина, точно рассчитанная, должна дать аналогичные результаты. Лучшим способом установления допускаемых напряжений является расчет нескольких больших арочных плотин. Эта работа вышла бы из рамок настоящего исследования. Однако возможно приблизительно сравнить между собою без больших вычислений разные плотины, исключая например из рассмотрения влияние стенок.

Из главы II видно было, что напряжения определяются по формуле:

$$\sigma = \frac{R}{e} \pm \frac{\Delta X \cdot y_k}{W}.$$

Первый член $\frac{R}{e} = \frac{\text{глубина} \times r_{ext}}{\text{толщина}}$ есть приближенная, часто применяемая формула.

Второй член появляется от действия статически неопределимой величины $\Delta X = kR$. Два очевидных фактора сравнения суть

$\frac{R}{e}$ и коэффициент k (фиг. 33).

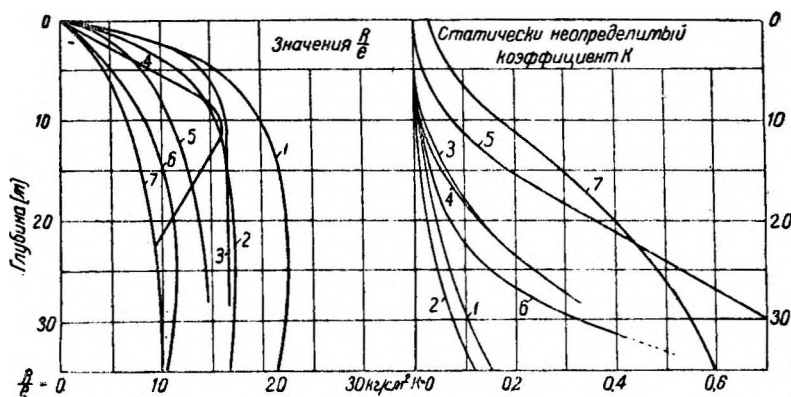
Три плотины — Баросса, Сэмон-Крик и Гибралтар — дают значительные величины $\frac{R}{e}$ до 23 кг/см^2 . Это происходит из-за того, что

названные три плотины имеют очень большой пролет и, с другой стороны, весьма легкий профиль. Значительные сжатия компенсируются весьма благоприятным коэффициентом k . Окончательно получается, что максимальные напряжения сжатия не так уж велики, как это могло показаться с первого взгляда. Они доходят

Для давления воды приблизительно до 35 кг/см^2 . Высокие значения R благоприятно проявляются в том, что с напорной стороны в пятах имеется сжатие в несколько кг/см^2 .

Плотины Пасфайндер и Суитуотер другого типа. Величины $\frac{R}{e}$ незначительны частично в силу большой толщины e , но зато коэффициенты k довольно неблагоприятны. Наибольшие действительные напряжения почти в два раза больше, чем соответствующие величины $\frac{R}{e}$; они достигают 25 кг/см^2 . Но по причине больших величин k усилия растяжения в пятах достаточно велики.

Плотина Жонь (Jogne) в силу своих средних размеров в плане и очень тонкого профиля попадает между этими двумя категориями.



Фиг. 33. 1—Сэмон-Крик, 2—Гибралтар, 3—Баросса, 4—Амстег, 5—Суитуотер, 6—Жонь, 7—Пасфайндер.

Такое сравнение позволяет заключить, что напряжения, вычисленные для плотины Брок (Brock — другое название плотины Жонь), хотя по видимости и высоки, в действительности не превосходят значений для других больших арочных плотин, находящихся в эксплуатации. Если считаться только с давлением воды, пренебрегая колебаниями температуры, то согласно этим примерам кажется возможным безболезненно повысить для арок напряжение до 30 кг/см^2 . Для вертикальных сечений лучше придерживаться более низкого предела в 25 кг/см^2 . Если вычисление производится с учетом колебания температуры, то предел возможно еще повысить. Но все же 35 кг/см^2 для арок и 30 кг/см^2 для стенок остаются ниже величин, полученных для Сэмон-Крик и Бароссы.

Легко впасть в искушение преувеличивать значимость усилий растяжения. Несмотря на то, что статический расчет вероятно обнаружил бы лишь напряжения сжатия, почти во всех плотинах образовались трещины. Обстоятельство тщательного вычисления растягивающих напряжений тем не менее не приводит плотину к меньшей устойчивости.

В арочных плотинах трещины вызывают меньше опасений. Они не имеют шансов пересечь все сооружение насквозь, что возможно в прямоугольной плотине.

Спрашивается, не представляется ли возможным армировать места, подверженные растяжению? Это — вопрос, подлежащий изучению в каждом отдельном случае.

§ 2. Общие размеры арочных плотин

До какой ширины долины выгодна арочная плотина? Ответ в главнейшем зависит от отношения длины хорды верхней арки к высоте плотины, а также от общего очертания профиля.

Некоторые американские арочные плотины (Сэмон-Крик) имеют хорду в 160 м (фиг. 5). Отношение длины хорды верхней арки

к высоте плотины $\frac{C}{H}$ около 3. В общем можно сказать, что если пролет с арок слишком велик по отношению к высоте стенок, то работа арок незначительна. Американские плотины и несколько вычисленных нами примеров как-будто показывают, что предельное отношение близко к 2,5¹.

§ 3. Влияние формы долины на размер плотины

Профиль долины, наиболее подходящий для сооружения арочной плотины, собственно говоря, прямоугольный (U-образный). Все стенки, будучи весьма высокими, гибки, а большая часть давлений воспринимается арками. В случае колебания температуры стенки, будучи очень гибкими, следуют без значительных усилий за перемещением арок. В таком случае толщину плотины нужно немного увеличить у подошвы и вдоль боковых опорных частей, как это делается для всех заделанных арок. Напротив, средняя



Фиг. 34.

часть арки будет иметь размеры совсем малые с тем, чтобы придать сооружению всю необходимую гибкость для восприятия деформаций, особенно температурных, не подвергаясь действию чрезмерных усилий. Это положение годно впрочем для любого профиля долины (фиг. 34). Если профиль долины V-образный, то боковые стенки более коротки и следовательно менее гибки. Их действие более значительно, чем в предыдущем случае, и усиление их вдоль периметра становится необходимым. Действие стенок увеличивается в боках плотины при разложистом профиле долины. Стенка в этом случае может воспринять почти все давление воды (см. сечение II, фиг. 34). В подобном случае предпочтительнее опереть арки на большой устой, как это имело место на плотине Жонь (левый берег). Этим примером приближаются

¹ Позднейшие арочные плотины позволили сильно повысить этот предел.
Отв. Ред.

к U-образной форме и тем самым уменьшают избыточные усилия в стенках.

Если разложистость долины весьма значительна, может статься, что устой должен быть заменен быком, который будет поддерживать с одной стороны главную арку, а с другой второстепенную. Таким путем переходят к типу многоарочной плотины, которая в некоторых частных случаях может представить выгоды. В этом случае сооружение часто выполняется из железобетона.

§ 4. Усадка бетона

Усадка бетона играет в арочной, как и вообще во всякой плотине, весьма важную роль. Федеральные нормы 1915 г. для бетонных сооружений предусматривают усадку в $0,25$ мм/м, что соответствует равномерному падению температуры до -20° . Мы принимали в нашем расчете падение температуры от 7 до 14° , придя к напряжениям, достаточно большим. Если бы предусмотренная усадка проявилась во всей своей полноте, то напряжения и без того значительные местами увеличились бы вдвое и более и пришлось бы опасаться трещин.

Опасность ослабляется соответствующим выбором формы и размеров плотины. Но всякая плотина из кладки, как бы она ни была тонка, чрезвычайно чувствительна к усадке раствора.

Можно выбрать материалы, усадка которых возможно наименьшая, например кладка из естественных камней. В этом случае укорачиваются только швы с раствором, представляющие весьма малую долю общего объема. Усадка в целом следовательно весьма незначительна. Если условия не позволяют применять естественный камень, можно пользоваться бетонными камнями в возрасте не менее 3 месяцев. Почти вся усадка в этом случае уже закончилась; условия будут те же, что и в предыдущем случае. Бетонная плотина представляет наибольшие опасности в отношении появления трещин. Выбор цемента возможно может способствовать уменьшению усадки.

Через 28 дней после схватывания усадка может считаться по крайней мере в $\frac{2}{8}$ от полной. По проф. Шюле¹ усадка была одинакова для цемента, подвергнутого испытанию, и для бетона с дозировкой 300 кг/м³, равная $0,35$ мм/м через 28 дней и $0,40$ мм/м через $1\frac{1}{2}$ года. Федеральные нормы по железобетону 1915 г. позволяют уменьшить наполовину усадку, фиксированную в $0,25$ мм/м, если швы сокращения по меньшей мере 14 дней оставлены без заделки.

В случае бетонной плотины можно было бы, оставляя сравнительно долго достаточное число швов сокращения без заделки, свести влияние усадки раствора к наименьшей величине.

Плотина Жонь сооружена из бетона с покрытием граней искусственным камнем. Она была подразделена четырьмя вертикальными швами сокращения около 1 м ширины на 5 отдельных

¹ Schüle, Resultate der Untersuchung der Längenänderungen beim Erhärten von Mörtel und Beton, Mitteilungen der eidgenössischen Materialprüfungsanstalt, H. 131, 1908.

звеньев примерно по 20 м длины. Эти швы оставались открытыми от 6 до 10 недель, после чего были заполнены бетоном, штампованным сжатым воздухом. Поверхности швов сначала насекались с целью получения возможно более полного сопряжения между старым и новым бетоном.

После окончания постройки водохранилище в течение нескольких месяцев не могло быть наполнено ввиду недостатка воды, вследствие чего в продолжение всей зимы сооружение подверглось действию больших морозов (зима 1920/21 г.). Один из швов дал трещину, появившуюся с обеих сторон, однако без явного проникновения ее насквозь. Немного спустя трещину дал другой шов. Ни одна из них не представила неудобств в смысле водонепроницаемости, так как с момента нагружения плотины трещины, как и следовало ожидать, закрылись и оставались абсолютно водонепроницаемыми.

Таким образом, несмотря на оставление ряда швов сокращения открытыми, благодаря которым усадка могла бы произойти безболезненно для плотины, невозможно все же было избежать трещин. Впрочем это явление наблюдалось на всех плотинах.

Добавим еще, что трещина эта образовалась в месте, где профиль по плотине имел уступ; можно было заметить лишь маленькое смещение в несколько десятых миллиметра, уловимое лишь на ощупь.

Результаты наблюдений над температурами, о которых мы скажем несколько слов в следующем параграфе, прольют некоторый свет на этот вид разрушения.

§ 5. Наблюдения над температурой и измерение деформаций

а) Измерение температуры

Принимая во внимание расчеты, доказавшие нам, что напряжения, соответствующие колебаниям температуры, часто более значительны, чем возникающие от давления воды, а равно и недостаточность наблюдений, имевшихся в нашем распоряжении для установления предположений относительно колебаний температуры, было решено приступить к измерению термического состояния плотины Жонь. Для этого в тело плотины было сделано около 30 электрических термометров сопротивления, тщательно размещенных, наблюдение по которым во время работ и во время эксплуатации должно было нам позволить сделать ряд интересных заключений.

б) Нагревание бетона в процессе схватывания

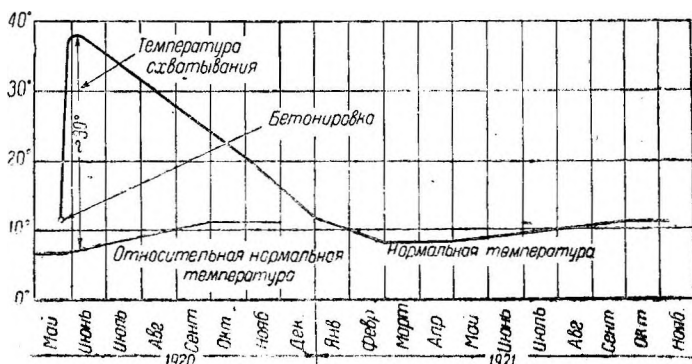
В качестве предварительных данных мы приводим диаграмму одного из термометров (фиг. 35). Из этой диаграммы следует, что в таких массах бетона нагревание материала, зависящее от схватывания раствора, весьма значительно и исчезает очень медленно. Большая часть термометров, поставленных в плотине Жонь, отметила нагревание в процессе схватывания до 30—35°. Это нагревание в общем проявлялось по истечении нескольких дней, и, начиная с этого момента, охлаждение происходило весьма

медленно. Состояние теплового равновесия плотины образовалось лишь к концу нескольких месяцев за исключением тонкого гребня плотины.

Следовательно можно заключить, что температура отдельных арочных звеньев к концу 6—8 недель еще очень высока и удлинения их заметны. Если бы заделка швов производилась в то время, когда их ширина меньше обычной, то при последующем затем охлаждении швы обнаружили бы тенденцию раскрыться. Если прибавить к этому сокращению часть усадки, которая к концу 6 недель тоже еще не закончилась, то почти наверняка получится вредное раскрытие поверхности шва.

в) Швы с о к р а щ е н и я

Таким образом оставление швов открытыми в продолжение 4—6 недель противоречит тому, чего стремятся достигнуть. Для того чтобы швы действительно соответствовали своему назначению,



Фиг. 35.

надо, чтобы они оставались открытыми по крайней мере 8 месяцев и чтобы заделка их была выполнена в конце зимы, т. е. к моменту, когда теплота бетона рассеется или, более того, когда вся масса в продолжение зимы могла достаточно охладиться для того, чтобы швы достигли максимального раскрытия.

Быть может затруднительно будет требовать оставления швов открытыми так долго. Если плотина весьма гибка, то можно отказаться от устройства швов, наличие которых более или менее противоречит предположению о жесткой заделке арок.

г) Годовые изменения температуры

Эти наблюдения нам дали еще и другие результаты, не менее важные, чем первые. Они доказали, что наши предположения относительно термического состояния плотины оказались преувеличенными. Термометры были расположены группами в гребне плотины и на 10, 20, 30, 40, 50 м глубины. Наблюдалось, что показания термометров в гребне, находившихся на расстоянии 1 м от поверхности плотины, понизились в течение зимы при пустом водохранилище приблизительно до -2° , в то время как атмосфер-

ная температура опустилась до -10° . Наивысшая температура была в августе, именно $+22^{\circ}$. Годовое колебание следовательно было 24° . Если исходить из начальной средней температуры, равной 11° , то колебание выразится:

Глубина	Колебание	Понижение относительно начальной температуры
1 м.....	-2° до 22°	13°
10 „.....	$+1^{\circ}$ „ 21°	10°
20 „.....	$+5^{\circ}$ „ 17°	6°
30 „.....	$+6^{\circ}$ „ 12°	5°
50 „.....	$+7^{\circ}$ „ 9°	4°

В расчете принималось более значительное снижение температуры, а именно:

На гребне.....	14°
„ 10 м.....	11°
„ 20 „.....	9°
„ 30 „.....	7°
„ 40 „.....	5°

Отсюда следует, что напряжения, вычисленные и представленные на диаграммах 29 и 30, в действительности не были достигнуты. Их надо было бы уменьшить в среднем на 20%.

д) Измерение упругих деформаций

Так как расчет основывается главным образом на определении упругих деформаций сооружения, то интересно было проверить измерениями, насколько вычисленные деформации соответствуют действительности. Для этого плотина Жонь снабжена двумя визирами, помещенными на гребне и на 8-м глубине, позволяющими легко измерять при помощи трубы смещения ключа верхней арки. Кроме этих двух визиров было установлено около 35 болтов, распределенных по всей низовой грани. Положение этих болтов может регистрироваться при помощи чувствительных клинометров, отмечающих прогиб плотины в каждой точке. По полученным углам при помощи эпюры деформаций легко могут быть определены линейные смещения.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Если расчет в том виде, как он нами был здесь намечен, кажется сложным, то не следует забывать, что подобное сооружение стоит такого труда. Работа, затрачиваемая на проектирование, широко оправдывается в случае получения экономии.

Действие арочной плотины зависит от многих факторов: от высоты, ширины и формы долины, от допускаемого наклона реакций боков долины и т. д., что исключает возможность выработать, как для гравитационных плотин, какие-либо универсальные типы. Арочная плотина должна быть приспособлена к месту расположения возможно полно, и необходимо стремиться использовать все выгоды местоположения ее.

Такого рода исследование не могло привести поэтому к установлению типового очертания. Анализ работы сил внутри плотины позволил убедиться, каким условиям она должна удовлетворять для возможно более удовлетворительной работы ее, т. е. чтобы избежать перенапряжения одних частей плотины, в то время как другие слишком недогружены.

Это исследование привело нас к следующим основным выводам: 1) арки необязательно должны иметь круговую форму, а следует придерживаться веревочных кривых распределенных давлений; 2) толщина плотины должна быть увеличена вдоль всего периметра, в то время как центральная часть сооружения, напротив, должна быть насколько возможно тонка; 3) вертикальное сечение должно следовательно иметь ясно выраженное уширение у основания, соответствующее преобладающей работе стенки в нижней части сооружения.

Для предварительных проектных соображений можно, пользуясь формулой $e = \frac{P \cdot r_{ext}}{\sigma}$ (e — средняя толщина), быстро определить среднюю толщину арок.

Для определения ширины плотины по основанию можно применить к стенке например диаграмму давления (фиг. 36) с высотой f , изменяющейся от $0,5 h$ до $0,2 h$.

При помощи этой диаграммы распределенных давлений, учитывая противодействия по обычным формулам для треугольного профиля, приходят к определению толщин e у основания плотины.

тины, приведенных в нижеследующей таблице.

Отношение $\frac{C}{H}$

выражает отношение длины хорды верхней арки к полной высоте плотины:

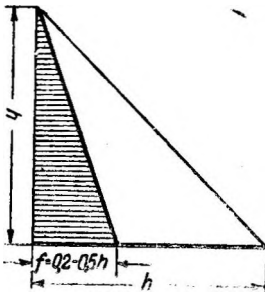
$\frac{C}{H} = 1$	$e = 0,21 h$
1,25	0,26
1,50	0,31
1,75	0,35
2,00	0,39
2,50	0,45
3,00	0,50

Эти величины приблизительны и могут быть пригодны только для предварительных соображений. Толщина стенок в главнейшем также зависит от поперечного профиля долины и от подъема арок, чего не учитывает приведенная таблица.

Всюду, где это позволяет характер боковых опор, если сооружение не подвержено землетрясениям, следовало бы считаться с действием арок.

Пример Сэмон-Крик показывает, что можно считаться с действием арок, достигающих пролетов в 160 м.

Очевидно, что чем полнее и точнее расчет, тем шире следует расценивать и результаты его. Мы пытались показать путем сравнения с некоторыми большими арочными плотинами Америки, что невозможно более, не отказываясь навсегда от по-



Фиг. 36.

стройки арочных плотин, придерживаться требований, установленных для гравитационных плотин. Расчет всегда обнаружит на пример наличие растягивающих напряжений.

Предельная величина напряжений сжатия, если предположения о колебаниях температуры соответствуют действительности и если выбор материалов и способ производства работ свели к минимуму действие усадки, безболезненно может быть доведена до 35 кг/см^2 ¹. Для растягивающих напряжений дать предел затруднительно. Надо стремиться формой сооружения удерживать эти напряжения в должном отношении к напряжениям сжатия и не свыше 10 кг/см^2 ².

¹ В Америке предлагают допускать даже свыше 60 кг/см^2 . *Ред.*

² В некоторых плотинах этот предел значительно превзойден. *Ред.*

ОГЛАВЛЕНИЕ

	Стр.
Предисловие	3
Введение.....	5
I. Изложение метода.....	11
II. Расчет арок.....	16
§ 1. Расчет арки с заделанными пятнами, подверженной распределенному давлению.	16
§ 2. Расчет арки, подверженной изменению температуры.....	20
§ 3. Форма арки.....	23
III. Применение к расчету плотины Жонь или Грюер.....	25
§ 1. Статически неопределимые коэффициенты арок.....	29
§ 2. Коэффициенты деформации арок.....	29
§ 3. Распределение давлений.....	35
§ 4. Противодействие.....	40
§ 5. Вычисление напряжений.....	40
IV. Результаты расчета и опыта.....	44
§ 1. Допускаемые напряжения.....	44
§ 2. Общие размеры арочных плотин.....	48
§ 3. Влияние формы долины на размер плотины.....	48
§ 4. Усадка бетона	49
§ 5. Наблюдения над температурой и измерение деформаций	50
Заключение	53

От. редактор *М. В. Краснопольский.*

Техн. редактор *Е. Д. Гракова.*

Госстройиздат №579 ГСИ. Индекс С-56-5-2. Тираж 4000. Сдано в набор 11/V-34 г. Подп. в печ. 8/VII-34 г. Формат бумаги 62X94. Автор. лист, 4,8. Бум. лист. 1³/₄. Печ. зн. в бум. листе 112.000. Заказ № 711 Ленгорлит № 15893. Выход в свет июль 1934 г.

СПИСОК ЗАМЕЧЕННЫХ ОПЕЧАТОК

Страница	Строка	Напечатано	Следует читать	По чьей вине
13	3 снизу	P_{ar}	P_{ar}	ред.
22	10 сверху	$\pm \frac{\Delta X_t \cdot Y_k}{W}$	$\pm \frac{\Delta X_t \cdot Y_k}{W}$	"
22	5 снизу	$R_{\Delta \tau_m}$	$R_{\Delta \tau_m}$	"
23	7—8 сверху	1—2% $\delta_{x\tau}$, таким образом	1—2%. Таким образом $\delta_{x\tau}$	"
28	5 сверху	2000 000 кг/м ²	2000 000 т/м ²	"

Струкки, ГСИ №579.

Цена 75 к.

С - 56 - 5 - 2