

ВОЕННЫЙ ИНЖЕНЕР

Ф. В. БОРИСОВ

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ
НЕСУЩЕЙ КОНСТРУКЦИИ
ПОДЗЕМНОГО СООРУЖЕНИЯ**

ПОД РЕДАКЦИЕЙ

и. о. ПРОФЕССОРА

С. С. ДАВИДОВА

ВОЕННО-ИНЖЕНЕРНАЯ АКАДЕМИЯ РККА
имени В. В. КУЙБЫШЕВА

ВОЕННЫЙ ИНЖЕНЕР

Ф. В. БОРИСОВ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ
НЕСУЩЕЙ КОНСТРУКЦИИ
ПОДЗЕМНОГО СООРУЖЕНИЯ

ПОД РЕДАКЦИЕЙ

и. о. ПРОФЕССОРА

С. С. ДАВЫДОВА

Государственная
НАУЧНАЯ
БИБЛИОТЕКА
Н. К. Т. И.

~~ПРОВЕРКА~~

✓ 14/11/19
38

~~ПРОВЕРКА~~
~~ТЕХНИЧЕСКАЯ~~

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	3
От автора	4
Введение	5

Часть I

Статический расчет несущей конструкции подземного сооружения

Конструктивная схема	7
Расчетная схема	8
Деформации свода	10
Расчет стенки	12
Деформации стенки	16
Деформации замкового сечения системы	19

Часть II

Составление проектного задания несущей конструкции

Задание	20
Расчет защитной толщи от действия средств поражения	21
Определение глубины проникания	22
Определение радиуса сферы разрушения	23
Эскизное определение очертания и основных размеров несущей конструкции	25
Определение высоты свода давления	28
Проверка защитной толщи на откол	30

Часть III

Технический проект несущей конструкции подземного сооружения

Нагрузка	32
Деформации свода	34
Деформации стенки	39
Деформации замкового сечения системы	41
Усилия в своде	42
Расчет стенки	45

Часть IV

Рабочий проект несущей конструкции подземного сооружения

Нагрузка	55
Деформации замкового сечения свода	55
Деформации стенки	62
Деформации замкового сечения системы	65
Усилия в своде	65
Расчет стенки	68
Усилия в стенке	70

ГОС. ПУБЛИЧНАЯ
ТЕХНИЧЕСКАЯ
БИБЛИОТЕКА СССР

2
7126 21 12565
62

ПРЕДИСЛОВИЕ

Большое значение, которое принимает подземное строительство для всего нашего народного хозяйства в целом, обязывает работников этой области техники приложить наибольшие усилия к решению основных задач проектирования подземных сооружений.

Кафедра подземных сооружений Военно-инженерной академии РККА имени В. В. Куйбышева проводит научно-исследовательскую работу в направлении уточнения и развития ведущих вопросов подземного строительства и ставит перед собой задачу довести до сведения инженерно-технической общественности результаты своей работы в наиболее доступной форме.

На основе проведенной работы с временными пособиями по проектированию подземной конструкции членом кафедры Ф. В. Борисовым разработан настоящий труд, являющийся одним из серии намеченных к изданию работ кафедры.

Целевая задача данного труда—служить учебным пособием при изучении дисциплины слушателями и при их курсовом и дипломном проектировании. Практические работники строительства, занятые проектированием подземных конструкций, также найдут в работе полезный материал для своей деятельности.

Работа просмотрена всем коллективом кафедры подземных сооружений и правильно отражает мнение кафедры по данному вопросу.

Начальник кафедры подземных
сооружений *С. С. Давыдов*

ОТ АВТОРА

Данная работа предназначена в качестве учебного пособия для слушателей Академии и может помочь в систематизации материала при выполнении курсового и дипломного проектирования.

Приведенные способы расчета отдельных элементов подземных сооружений нуждаются в некоторых своих частях в экспериментальной проверке. Это в первую очередь относится к определению величины горного давления и защитной толщи. Известно, что результаты подсчета величин горного давления по формулам проф. Протодяконова не во всех случаях дают достоверные результаты. Поправочные коэффициенты к формулам подсчета защитных толщ также не получили полной проверки, вследствие чего они требуют к себе критического отношения. Не являются установленными и допускаемые напряжения для бетонных и железобетонных несущих конструкций, а поэтому в данной работе приняты допускаемые напряжения по ТУ и Н.

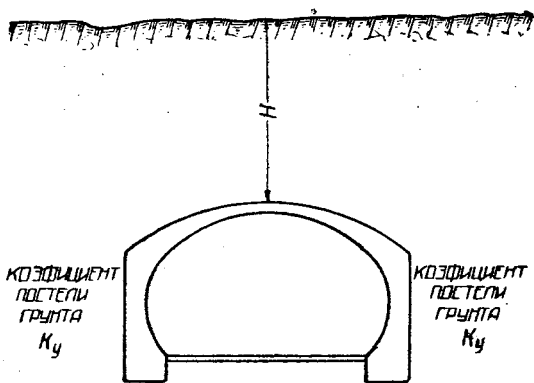
Следует иметь в виду, что при назначении окончательных размеров несущих конструкций необходимо учитывать условия их возведения.

Считаю необходимым выразить благодарность коллективу кафедры подземных сооружений за ряд ценных замечаний и советов при составлении настоящей работы.

Ф. В. Борисов

ВВЕДЕНИЕ

Логически обоснованного метода проектирования подземной конструкции до 1935 г. в строительной практике не было. В качестве главного материала для проектирования принимался опыт работы возведенных туннелей (железнодорожных, метрополитенов, каналов и т. п.) с последующей поверкой сечений и очертания грубо приближенным способом расчета Отто Коммерелля (Берлин, 1912 г.). В основу указанного приема расчета положено допущение, что свод работает на неподвижных опорах и деформации стенки в грунте не влияют на напряженное состояние системы в целом. Принятое допущение указывало, что грунт учитывается как нагрузка (активная и пассивная), а его упругими свойствами пренебрегают.



Черт. 1

Если обратимся к теоретическим исследованиям этого вопроса (С. С. Давыдова), то увидим, что упругие свойства породы оказывают главное влияние на очертание подземной конструкции. Высота же слоя нагрузки отражается только на величине напряжения в сечениях, оказывая слабое влияние на положение кривой давления системы.

Исследование проводилось методом расчета системы как рамы с жесткими стойками (стенками) в упругой среде¹. В качестве нагрузки принимался полный слой породы, лежащей над подземной конструкцией (черт. 1).

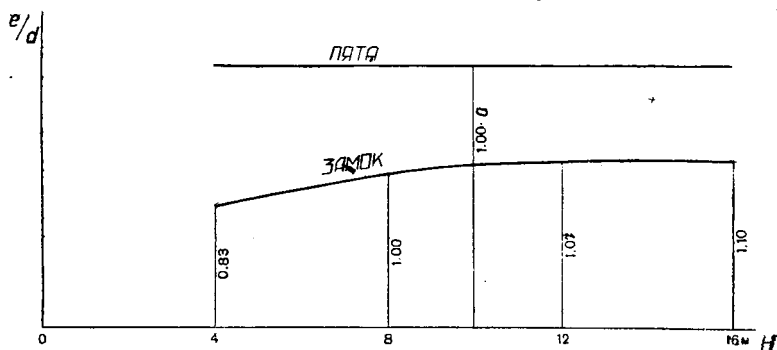
Если будем изменять величину слоя грунта H в пределах от 4 до 16 м и вычислять отношение $\frac{e}{d}$ эксцентриситета приложения кривой давления системы к высоте свода в данном сечении, то

¹ Давыдов С. С., Новый метод расчета обделки подземных сооружений, „Вестник ВИА“ № 11, 1935.

Давыдов С. С., Расчет несущих конструкций подземных и маскированных сооружений, изд. ВИА, 1936.

получим следующий результат (черт. 2). Анализируя найденные кривые, можем сделать вывод, что высота нагрузки H оказывает небольшое влияние на положение кривой давления системы.

Если теперь примем значение H постоянным ($H = 8$ м), а будем изменять упругие свойства породы, давая коэффициенту постели грунта k_y значения от $1,75 \text{ кг/см}^3$ до $k_y = \infty$, что соот-

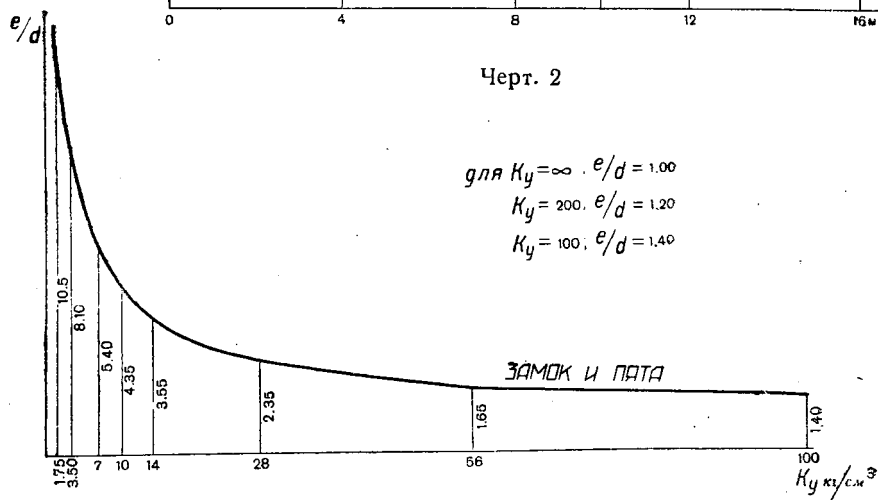


Черт. 2

для $k_y = \infty$, $e/d = 1.00$

$k_y = 200$, $e/d = 1.20$

$k_y = 100$, $e/d = 1.40$



Черт. 3

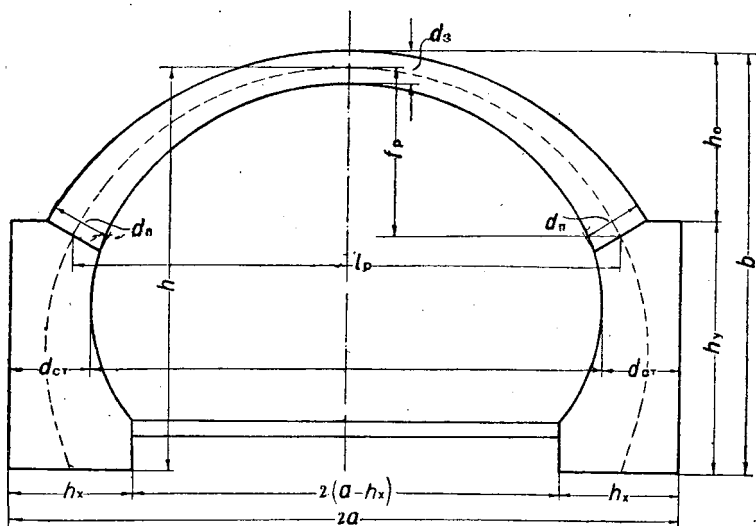
ветствует случаю неподвижных пят свода (расчет по способу Отто Коммерелля), получим кривые, подобные кривым для замка и пяты (черт. 3). Анализируя данный график, делаем вывод, что упругие свойства породы оказывают главное влияние на положение кривой давления системы (очертание подземной конструкции), т. е. вывод, диаметрально противоположный предположениям Отто Коммерелля.

Кроме общего способа расчета С. С. Давыдовым предложен метод проектирования подземной конструкции в стадии проектного задания, технического и рабочего проектов, который и излагается в настоящей работе.

ЧАСТЬ ПЕРВАЯ
СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ КОНСТРУКЦИИ

Конструктивная схема

Конструкции подземных сооружений чрезвычайно многообразны: они имеют различные очертания (формы), выполняются из различных материалов и бывают как монолитными, так и сборными из готовых элементов.



Черт. 4

Выбор той или иной конструктивной схемы зависит от многих факторов и условий, из которых главными являются:

1. Данные гидро-геологических исследований района возведения подземного сооружения.
2. Ожидаемое горное давление на конструкцию.
3. Род материала, из которого предполагено возводить конструкцию.
4. Возможный способ разработки профиля.
5. Заданный внутренний габарит выработки.

6. Назначение сооружения.

7. Техничко-экономические показатели.

Несомненно, что все вышеперечисленные факторы и условия имеют между собой тесную взаимосвязь и влияют не только на выбор поперечного сечения и очертания конструкции, но и на составление проекта сооружения в целом.

Задача инженера-проектировщика состоит в том, чтобы в соответствии с поставленными требованиями установить наиболее рациональное очертание конструкции, отвечающее наилучшим образом напряженному состоянию системы и технико-экономическим условиям ее возведения.

Наиболее распространенным очертанием подземной конструкции является сводчатая форма, которая наиболее полно отвечает напряженному состоянию системы при работе ее в упругой среде и дает возможность всегда найти использование внутреннего объема.

Очертание оси свода принимается по какой-либо кривой, например эллиптической, параболической, круговой или коробовой и др. Соотношение между стрелой подъема свода и его пролетом принимается от $1/2$ до $1/6$, в зависимости от упругих свойств породы и величины горного давления.

В настоящей работе рассмотрим последовательность расчета и проектирования несущей сводчатой подземной конструкции при отсутствии рабочего лотка со стороны подошвы выработки. Подобная конструктивная схема наиболее часто встречается в практике подземного строительства и вполне удовлетворяет условиям прочности сооружения в грунтах связных и устойчивых.

Расчетная схема

Расчетную схему принятой подземной конструкции получим, сделав разрез в замке свода, а для восстановления равновесия приложим усилия, заменяющие собой действие одной части конструкции на другую.

Кроме неизвестных M_1 , H_2 и Q_3 , приложим известные нам внешние силы и силы реакции S_1 , S_2 , Q_1 и H_1 . Таким образом, расчетная схема примет вид, изображенный на черт. 5.

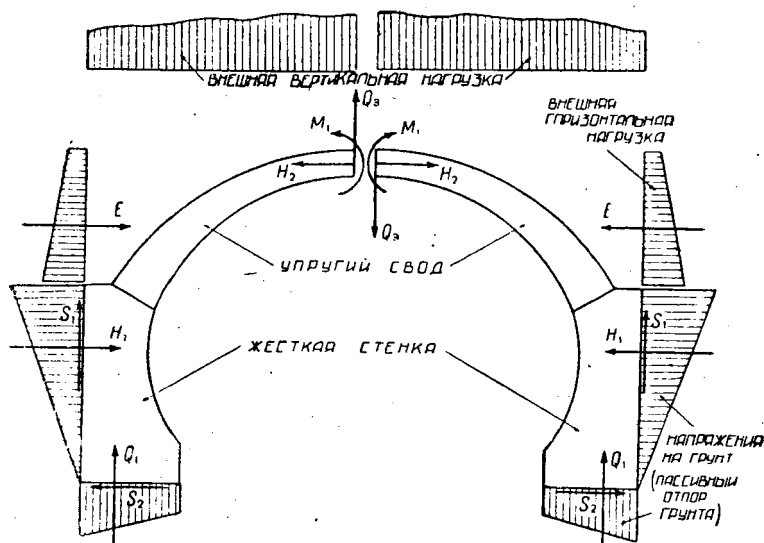
Подземная конструкция представляет собой статически неопределимую систему и рассчитывается как рама с жесткими стенками в упругой среде.

Для определения неизвестных M_1 , H_2 и Q_3 имеем уравнения упругости:

$$\left. \begin{aligned} a_{11}M_1 + a_{12}H_2 + a_{13}Q_3 + a_{10} &= 0 \\ a_{21}M_1 + a_{22}H_2 + a_{23}Q_3 + a_{20} &= 0 \\ a_{31}M_1 + a_{32}H_2 + a_{33}Q_3 + a_{30} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

Мы ограничиваемся здесь рассмотрением частного случая расчета несущей конструкции, а именно:

1. Когда подземная конструкция находится в однородном грунте, коэффициент постели которого принимается постоянным.
2. Когда подземная конструкция симметрична по отношению к вертикальной оси.
3. Когда внешняя нагрузка, действующая на конструкцию, также симметрична¹.



Черт. 5

Так как принятая нами для расчета конструкция симметрична, грунт правой и левой стенок одинаков и симметрична внешняя нагрузка по отношению к вертикальной оси, то деформации $a_{13} = a_{31} = a_{23} = a_{32} = a_{30} = 0$ и из уравнения (1) найдем:

$$\left. \begin{aligned} Q_3 &= 0 \\ M_1 &= \frac{a_{10}a_{22} - a_{20}a_{12}}{a_{12}a_{21} - a_{11}a_{22}} \\ H_2 &= \frac{a_{20}a_{11} - a_{10}a_{21}}{a_{12}a_{21} - a_{11}a_{22}} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

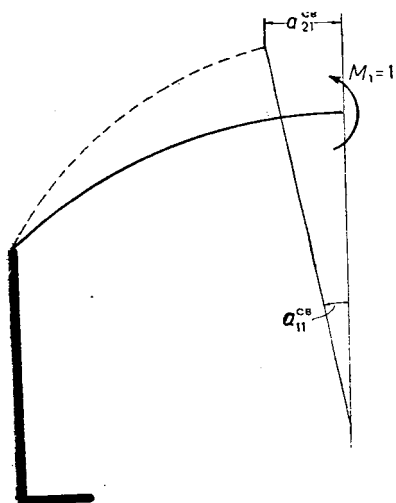
¹ Общий случай задачи — см. приведенную на стр. 5 литературу.

Деформации свода

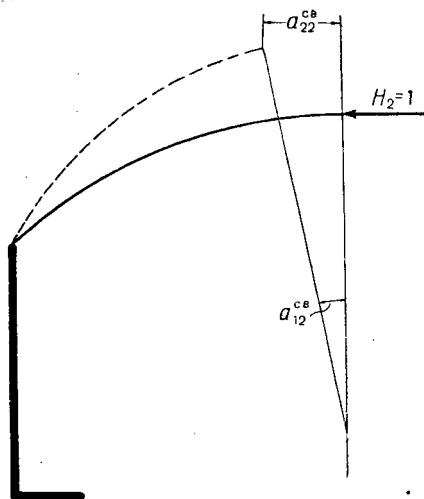
Сделав разрез по оси симметрии и приняв за неизвестные усилия M_1 и H_2 , мы получили основную систему, которая представляет собой упругую криволинейную консоль, заделанную в жесткую стенку, находящуюся в упругой среде.

Силы, действующие на основную систему, вызывают горизонтальные, вертикальные и угловые деформации замкового сечения, вычисление которых будем производить по частям.

Сначала найдем перемещения, зависящие от деформаций упругой криволинейной консоли (полусвода) с заделанным концом (в стенку) и обозначим их $a_{кп}^{св}$.



Черт. 6



Черт. 7

Затем определим перемещения замкового сечения основной системы, зависящие от деформаций стенки в грунте, и обозначим их $a_{кп}^{ст}$.

Полное перемещение замкового сечения основной системы получим как сумму этих частичных деформаций

$$a_{кп} = a_{кп}^{св} + \rho a_{кп}^{ст},$$

где ρ — коэффициент приведения деформаций к одному увеличению, значение которого будет разъяснено позже.

Деформации свода $a_{кп}^{св}$ для удобства расчета будем вычислять увеличенными в E раз (где E — модуль упругости материала свода), так как их действительная величина очень мала.

Деформации свода, вызываемые действующими усилиями, графически представлены на черт. 6, 7 и 8.

На черт. 6 изображены деформации замкового сечения, вызываемые моментом $M_1 = 1$, приложенным в замке.

Здесь a_{11}^{ce} — в E раз увеличенный угол поворота сечения от $M_1 = 1$ по направлению M_1 ;

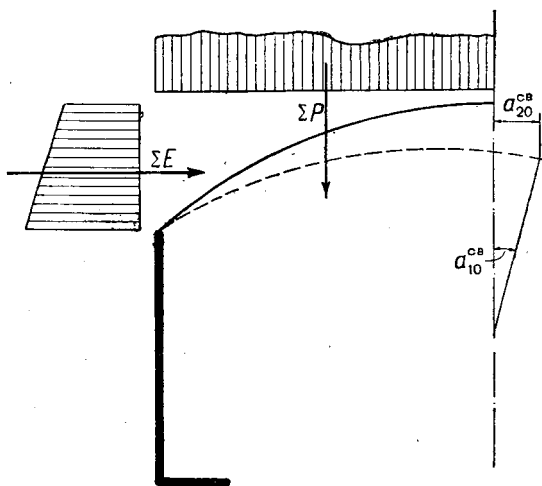
a_{21}^{ce} — в E раз увеличенное горизонтальное смещение сечения от $M_1 = 1$ по направлению H_2 .

На черт. 7 изображены деформации замкового сечения, вызываемые силой $H_2 = 1$, приложенной в замке.

Здесь a_{12}^{ce} — в E раз увеличенный угол поворота сечения от $H_2 = 1$ по направлению M_1 ;

a_{22}^{ce} — в E раз увеличенное горизонтальное смещение от $H_2 = 1$ по направлению H_2 .

На черт. 8 показаны деформации сечения, вызываемые внешней нагрузкой.



Черт. 8

Здесь a_{10}^{ce} — в E раз увеличенный угол поворота сечения от внешней нагрузки по направлению M_1 ;

a_{20}^{ce} — в E раз увеличенное горизонтальное смещение сечения от внешней нагрузки по направлению H_2 .

Деформации замкового сечения свода a_{kn}^{ce} будем определять по формуле:

$$a_{kn}^{ce} = \int_0^s \frac{M_k M_n}{I} ds + \int_0^s \frac{N_k N_n}{F} ds. \quad (3)$$

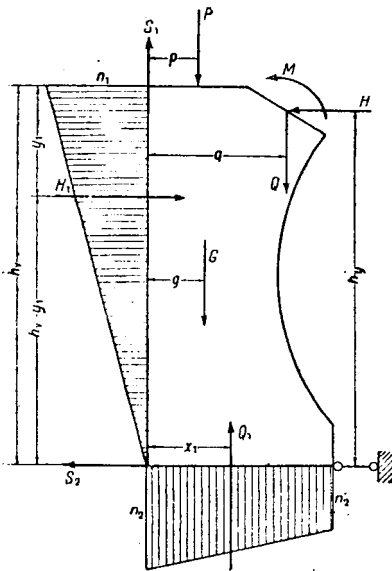
Влиянием поперечных сил пренебрегаем.

Здесь a_{kn}^{ce} являются в E раз увеличенными деформациями замкового сечения свода. Прежде чем перейти к определению деформаций стенки, разберем ее статический расчет.

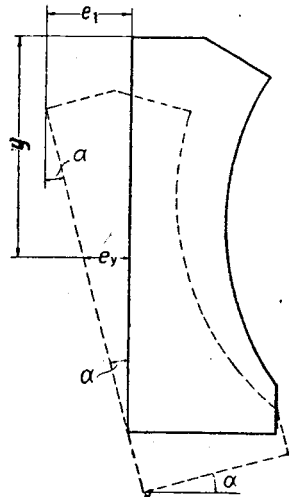
Расчет стенки

Рассмотрим частный случай расчета стенки, когда нижняя часть (основание) стенки смещений не имеет и грунт по боковой плоскости стенки однородный.

Расчетная схема представлена на черт. 9.



Черт. 9



Черт. 10

Здесь M , H и Q — усилия от влияния свода;
 G — собственный вес стенки;
 P — внешняя нагрузка на стенку;

n_1 , n_2 , n_2' — напряжения на грунт;

H_1 и Q_1 — равнодействующие эпюр напряжений на грунт;

x_1 и y_1 — положение центров тяжести эпюр;

S_1 и S_2 — силы трения стенки о грунт;

μ_1 , μ_2 — коэффициенты трения стенки о грунт;

φ — коэффициент изменения величины напряжения на грунт вдоль боковой плоскости стенки (k раз увеличенный тангенс угла наклона стенки);

k_y и k_x — коэффициенты постелей грунта по боковой плоскости и по основанию стенки;

$$m = \frac{k_x}{k_y}.$$

Имеем основные условия равновесия стенки:

$$\left. \begin{aligned} \sum X &= H + S_2 - H_1 = 0 \\ \sum Y &= Q + P + G - S_1 - Q_1 = 0 \\ \sum M &= M + Hh_y' - Qq - Pp - Gg - H_1(h_y - y_1) + Q_1x_1 = 0 \end{aligned} \right\} (4)$$

Деформации (просадки):

а) по боковой плоскости стенки (черт. 10)

$$e_y = e_1 + \operatorname{tg} \alpha y,$$

б) по основанию стенки (черт. 11)

$$e_x = e_2 + \operatorname{tg} \alpha x,$$

где e_1 — просадка верхней грани стенки;

e_2 — просадка левой грани основания стенки;

α — угол наклона стенки.

Умножая формулы просадок на соответствующие коэффициенты постелей грунта, найдем напряжение на грунт:

$$\begin{aligned} k_y e_y &= k_y e_1 + k_y \operatorname{tg} \alpha y, \\ k_x e_x &= k_x e_2 + k_x \operatorname{tg} \alpha x. \end{aligned}$$

Обозначив $ke = n$, а $k \operatorname{tg} \alpha = \varphi$, получим:

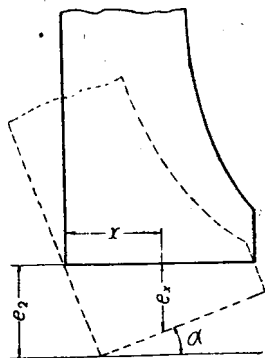
$$\begin{aligned} n_y &= n_1 + \varphi y, & (a) \\ n_x &= n_2 + \varphi x. & (б) \end{aligned}$$

Формула (б) может быть преобразована, для чего φ_x можно выразить через φ .

$$\varphi_x = k_x \operatorname{tg} \alpha = k_x \operatorname{tg} \alpha \frac{k_y}{k_y} = \frac{k_x}{k_y} k_y \operatorname{tg} \alpha = m \varphi,$$

где

$$m = \frac{k_x}{k_y}.$$



Черт. 11

Подставляя значения φ_x в формулу (б), получим окончательные формулы для напряжений на грунт:

$$\left. \begin{aligned} n_y &= n_1 + \varphi y \\ n_x &= n_2 + m \varphi x \end{aligned} \right\} (5)$$

Равнодействующие эпюры (черт. 12)

По боковой плоскости и по основанию стенки найдем:

$$H_1 = \int_0^{h_y} n_y b dy,$$

$$Q_1 = \int_0^{h_x} n_x b dx.$$

Формулы (8) примут вид:

$$\left. \begin{aligned} y_1 &= \frac{\frac{1}{2} b n_1 h_y^2 + \frac{1}{3} b \varphi h_y^3}{H_1} \\ x_1 &= \frac{\frac{1}{2} b n_2 h_x^2 + \frac{1}{3} b m \varphi h_x^3}{Q_1} \end{aligned} \right\} (11)$$

Трение стенки о грунт найдем по формуле

$$S_1 = \mu (H + S_2) = \mu H + \mu S_2.$$

Полученные значения H_1 , Q_1 , x_1 , y_1 и S_1 подставим в уравнения (4), в которых обозначим

$$\begin{aligned} Q + P + G &= Q', \\ M + Hh'_y - Qq - Pp - Gg &= M_0. \end{aligned}$$

$$H + S_2 - bh_y n_1 - \frac{1}{2} bh_y^2 \varphi = 0$$

$$Q - \mu H - \mu S_2 - bh_x n_2 - \frac{1}{2} bh_x^2 m \varphi = 0$$

$$\begin{aligned} M_0 - H_1 \left[h_y - \frac{\left(\frac{1}{2} b n_1 h_y^2 + \frac{1}{3} b \varphi h_y^3 \right)}{H_1} \right] + \\ + Q_1 \left[\frac{\frac{1}{2} b n_2 h_x^2 + \frac{1}{3} b m \varphi h_x^3}{Q_1} \right] = 0 \end{aligned} \quad (12)$$

или

$$\begin{aligned} M_0 - bh_y^2 n_1 - \frac{1}{2} bh_y^3 \varphi + \frac{1}{2} bh_y^2 n_1 + \frac{1}{3} bh_y^3 \varphi + \\ + \frac{1}{2} bh_x^2 n_2 + \frac{m}{3} bh_x^3 \varphi = 0. \end{aligned}$$

Имеем три уравнения с четырьмя неизвестными S_2 , n_1 , n_2 и φ .
Дополнительное уравнение найдем по формуле (5) при $y = h_y$:

$$n_y = n_1 + \varphi h_y = 0,$$

откуда

$$\varphi = - \frac{n_1}{h_y}. \quad (13)$$

Подставляя значение φ в уравнения (12) и делая приведение подобных членов, получим три уравнения с тремя неизвестными:

$$\left. \begin{aligned} \sum X &= -\frac{1}{2} b h_y n_1 + S_2 + H = 0. \\ \sum Y &= \frac{1}{2} b \frac{h_x^2}{h_y} m n_1 - b h_x n_2 - \mu S_2 + (Q' - \mu H) = 0 \\ \sum M &= -\frac{b}{3} \left(h_y^2 + \frac{m h_x^3}{h_y} \right) n_1 + \frac{1}{2} b h_x^2 n_2 + M_0 = 0 \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

Решая уравнения (14) относительно n_1 , n_2 и S_2 при $b=1$, получим расчетные формулы стенки:

$$n_1 = \frac{6 h_y (h_x Q' + 2 M_0)}{3 \mu_1 h_x h_y^2 + 4 h_y^3 + m h_x^3}, \quad (15)$$

или удобнее написать так:

$$n_1 = A (h_x Q' + 2 M_0), \quad (15a)$$

где

$$A = \frac{6 h_y}{3 \mu_1 h_x h_y^2 + 4 h_y^3 + m h_x^3}. \quad (15b)$$

$$n_2 = \frac{2 n_1}{3 h_x^2 h_y} \left[h_y^3 + m h_x^3 \right] - \frac{2 M_0}{h_x^2}. \quad (16)$$

$$S_2 = 0,5 h_y n_1 - H. \quad (17)$$

$$n_2' = n_2 + m \varphi h_x. \quad (18)$$

Деформации стенки

Усилия, действующие на стенку, сообщают ей горизонтальные, вертикальные и угловые перемещения (деформации).

Графически эти деформации изображены на черт. 13, 14 и 15.

Значения индексов при α те же, что и для свода, а именно: первый из них указывает направление деформации, а второй причину, вызвавшую эту деформацию.

Деформации стенки α_{kn}^{cm} будем вычислять увеличенными в $k_y b_0$ раз, так как их действительная величина очень мала. Здесь k_y — коэффициент постели грунта, а b_0 — расчетная ширина стенки, обычно равная 1 м.

Деформации α_{11}^{cm} и α_{21}^{cm}

Из черт. (13) имеем:

$$\alpha \approx \operatorname{tg} \alpha = \frac{e_1}{h_y}.$$

Деформация

$$\alpha_{11}^{cm} = k_y b_0 \alpha,$$

или

$$a_{11}^{cm} = \frac{b_0 k_y e_1}{h_y}$$

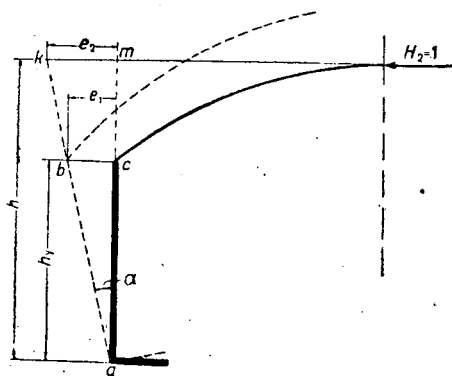
Но так как $k_y e_1 = n_1'$, то окончательно получим

$$a_{11}^{cm} = b \frac{n_1'}{h_y} \quad (19)$$

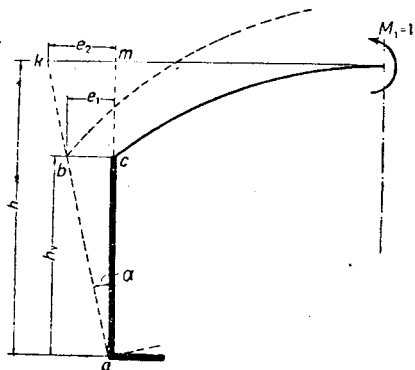
Здесь n_1' — напряжение на грунт в верхней грани стенки, вызванное единичным моментом.

n_1' определяется по формуле (15а), в которой Q' следует считать равным нулю, а $M_0 = 1$. Тогда $n_1' = 2A$, а

$$a_{11}^{cm} = b_0 \frac{2A}{h_y} \quad (19a)$$



Черт. 13



Черт. 14

Деформацию a_{21}^{cm} определим из подобия треугольников abc и akt (черт. 13):

$$\frac{e_2}{e_1} = \frac{h}{h_y},$$

откуда

$$e_2 = \frac{e_1 h}{h_y},$$

или

$$a_{21}^{cm} = \frac{b_0 k_y e_1}{h_y} h = \frac{b_0 n_1'}{h_y} h, \quad (20)$$

или

$$a_{21}^{cm} = b_0 \frac{2A}{h_y} h. \quad (20a)$$

Деформации a_{12}^{cm} и a_{22}^{cm}

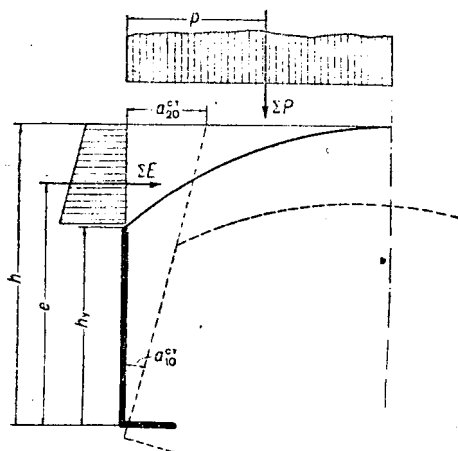
Деформации a_{12}^{cm} и a_{22}^{cm} по аналогии с деформациями a_{12}^{cm} и a_{21}^{cm} можно написать:

$$a_{12}^{cm} = b_0 \frac{n_1''}{h_y}, \quad (21)$$

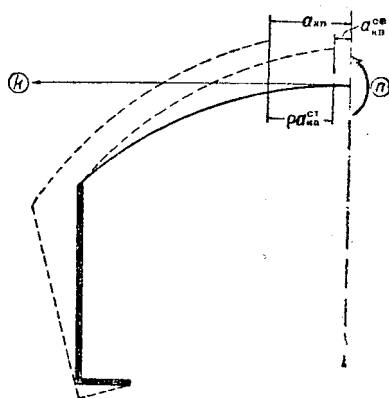
$$a_{22}^{cm} = b_0 \frac{n_1''}{h_y} h. \quad (22)$$

Здесь n_1'' — напряжение на грунт у верхней грани стенки, вызванное горизонтальной силой $H_2 = 1$.

n_1'' определяется по формуле (15а), в которой следует положить $Q' = 0$, а $M_0 = h H_2 = h \cdot 1 = h$. Тогда $n_1'' = A \cdot 2h$



Черт. 15



Черт. 16

Формулы (21) и (22) могут быть переписаны так:

$$a_{12}^{cm} = b_0 \frac{2Ah}{h_y}, \quad (21a)$$

$$a_{22}^{cm} = b_0 \frac{2A}{h_y} h^2. \quad (22a)$$

Примечание. Из формул (20а) и (21а) замечаем, что деформации a_{21}^{cm} и a_{12}^{cm} равны между собой.

Деформации a_{10}^{cs} и a_{20}^{cs}

По аналогии с предыдущими деформациями

$$a_{10}^{cs} = b_0 \frac{n_1^0}{h_y}, \quad (23)$$

$$a_{20}^{cs} = b_0 \frac{n_1^0}{h_y} h. \quad (24)$$

Здесь n_1^0 — напряжение на грунт верхней грани стенки, вызываемое внешними силами.

n_1^0 определяется по формуле (15а), для которой

$$Q' = \sum P,$$

$$M_0 = -p \sum P - e \sum E.$$

Деформации замкового сечения системы

Конечные деформации замкового сечения определяем как сумму одноименных деформаций по формуле

$$a_{kn} = a_{kn}^{cs} + \rho a_{kn}^{cm}. \quad (25)$$

Здесь a_{kn} получается увеличенной в E раз деформацией замкового сечения системы.

Деформация a_{kn}^{cs} увеличена в E раз (где E — модуль упругости материала свода), а a_{kn}^{cm} увеличена в $k_y b$ раз (где k_y — коэффициент постели грунта, а b — расчетная ширина стенки, обычно равная 1 м). Чтобы обе деформации привести к одному увеличению в E раз, перемещения стенки a_{kn}^{cm} помножим на коэффициент приведения

$$\rho = \frac{E}{k_y b_0}. \quad (25a)$$

ЧАСТЬ ВТОРАЯ
СОСТАВЛЕНИЕ ПРОЕКТНОГО ЗАДАНИЯ НЕСУЩЕЙ КОНСТРУКЦИИ

Задание

Требуется спроектировать несущую конструкцию подземного сооружения, предназначенного для хранения ВВ.

Данные для проектирования:

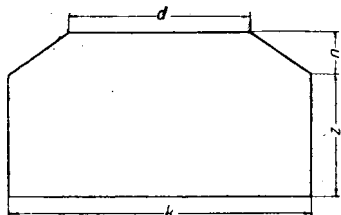
А. Внутренний габарит выработки (в м):

$$k = 9,20$$

$$d = 6,00$$

$$z = 3,90$$

$$n = 1,40$$



Черт. 17

	ЧЕРНОЗЕМ	0.60	0	$K_n = 0.0000065$	ЗАЛЕГАНИЕ ПЛАСТОВ ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ
	СУГЛИНОК	2.20	-0.6	$K_n = 0.000006$ $K_p = 0.99$	
	ГЛИНА ПЛОТНАЯ	3.60	-2.8	$K_n = 0.000007$ $K_p = 0.99$ $K_{от} = 1.93$	
	ГЛИНИСТЫЙ СЛАНЕЦ	24.50	-6.40	$K_n = 0.000003$ $K_p = 0.92$ $K_{от} = 1.17$ $K_x = 50$ $K_y = 40$ $f = 3$ $\varphi = 70^\circ$ $\gamma_x = 2.5$ $\mu = 0.3$	
			-30.90		
УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧ.	НАИМЕНОВАНИЕ ПОРОД	МОЩНОСТЬ ПЛАСТА М	ОТМЕТКИ ОТ ПОВЕРХНОС- ТИ ГРУНТА	ХАРАКТЕРИ- СТИКА ГРУНТА	ПРИМЕ- ЧАНИЕ

Черт. 18

Б. Средство поражения—аэробомба 250 кг.

Вес аэробомбы	$P = 250 \text{ кг}$
Вес заряда	$C = 170 \text{ кг}$
Диаметр	$D = 365 \text{ мм}$
Конечная скорость	$v = 262 \text{ м/сек}$
Угол встречи	$\alpha = 0$
Расстояние центра заряда от головной части аэробомбы	$\zeta = 980 \text{ мм.}$

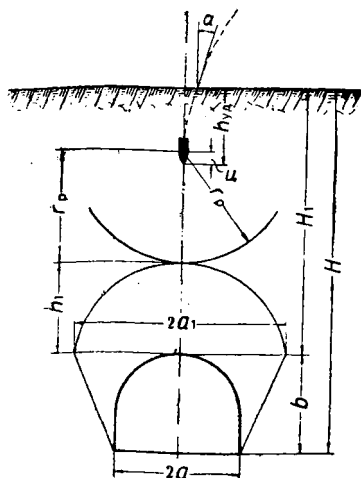
В. Напластование пород и характеристика грунта (черт. 18). Проектирование несущей конструкции сооружения предусматривает:

1. Определение необходимой величины защитной толщи.
2. Эскизное определение очертания и основных размеров.
3. Технический проект с расчетом.
4. Рабочий проект с расчетом.

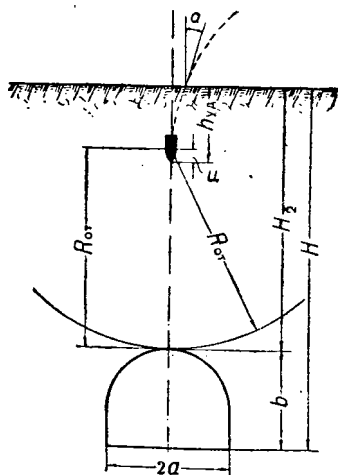
Расчет защитной толщи от действия средств поражения

Необходимая защитная толщина, обеспечивающая подземное сооружение от поражения одним попаданием снаряда или аэробомбы, определяется по одной из следующих формул:

$$H_1 = h_{y\alpha} + r_p - \zeta + h_1; \quad H_2 = h_{y\alpha} + R_{от} - \zeta.$$



Черт. 19



Черт. 20

Здесь H_1 и H_2 — величины полной защитной толщи; в расчет принимается большее из H_1 и H_2 ;

$h_{y\alpha}$ — глубина проникания средств поражения по вертикали в м;

r_p — радиус сферы разрушения в м;

h_1^p — высота свода давления в м;

ζ — расстояние центра заряда до головы аэробомбы.

$R_{от}$ — радиус сферы откола.

Определение глубины проникания

Глубина проникания снаряда или аэробомбы в однородной среде определяется по формуле

$$h_{y\alpha} = \gamma k_n \frac{P}{D^2} v \cos \alpha, \quad (26)$$

где $h_{y\alpha}$ — глубина проникания;

γ — поправочный коэффициент, учитывающий форму современных снарядов; принимается 1,3;

k_n — коэффициент податливости среды прониканию;

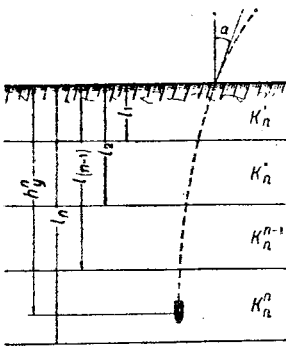
P — вес снаряда или аэробомбы в кг;

D — диаметр снаряда или аэробомбы в м;

v — скорость в момент встречи в м/сек;

α — угол встречи.

В том случае, когда над потолком сооружения находится слоистая среда, глубина проникания определяется по формулам (26а) путем последовательных расчетов для каждой пары смежных слоев, начиная с первого.



Черт. 21

$$\left. \begin{aligned} h'_{y\alpha} &= \gamma k'_n \frac{P}{D} v \cos \alpha \\ h''_{y\alpha} &= l_1 + (h'_{y\alpha} - l_1) \frac{k''_n}{k'_n} \\ &\dots \dots \dots \\ h^n_{y\alpha} &= l_{n-1} + (h^{n-1}_{y\alpha} - l_{n-1}) \frac{k^n_n}{k^{n-1}_n} \end{aligned} \right\} (26a)$$

Здесь $h'_{y\alpha}$ — проникание по вертикали, определяемое по первому слою;

$h''_{y\alpha}$ — проникание по вертикали, определяемое по второму слою;

$h^n_{y\alpha}$ — проникание по вертикали, определяемое по n -му слою;

$k'_n, k''_n, k^{n-1}_n, k^n_n$ — коэффициенты податливости среды прониканию соответственно слоям породы;

l_1, l_2, l_{n-1}, l_n — отметки от поверхности земли до нижележащих слоев породы.

Для нашего примера имеем над потолком сооружения слоистую среду, поэтому глубину проникания аэробомбы будем определять по формулам (26а).

а) Проникание по первому слою

$$h_{y\alpha} = \gamma k \frac{P}{D^2} v \cos \alpha = 1,3 \cdot 0,0000065 \frac{250}{0,365^2} 262 \cdot 1 \approx 4,20 \text{ м.}$$

Вычисленная глубина проникания $h'_{y,л} = 4,20$ м больше толщины первого слоя, т. е. больше $l_1 = 0,6$ м. Следовательно, аэробомба пробьет первый слой (чернозем) и проникнет во второй.

б) Проникание аэробомбы в двухслойную среду

$$h''_{y,л} = l_1 + (h'_{y,л} - l_1) \frac{k''_n}{k'_n} = 0,6 + (4,20 - 0,6) \frac{0,000006}{0,0000065} \approx 3,95 \text{ м.}$$

Глубина проникания, вычисленная по первым двум слоям, $h''_{y,л} = 3,95$ больше суммарной мощности их, т. е. больше $l_2 = 2,80$ м. Следовательно, аэробомба пробьет не только первый и второй слой, но и проникает в третий слой—глину.

в) Проникание аэробомбы в трехслойную среду

$$\begin{aligned} h'''_{y,л} &= l_2 + (h''_{y,л} - l_2) \frac{k'''_n}{k''_n} = \\ &= 2,80 + (3,95 - 2,80) \frac{0,000007}{0,000006} \approx 4,15 \text{ м.} \end{aligned}$$

Таким образом, истинное проникание аэробомбы для нашего примера

$$h_{y,л} = h'''_{y,л} = 4,15 \text{ м.}$$

Определение радиуса сферы разрушения

Радиус сферы разрушения от взрыва снаряда или аэробомбы в однородной среде определяется по формуле

$$r_p = k_p \sqrt[3]{C}. \quad (27)$$

Здесь r_p —радиус сферы разрушения в м,

k_p —коэффициент податливости среды разрушению (табл. 1),

C —вес заряда в кг.

В слоистой среде радиус сферы разрушения определяется по формулам (27а) с последовательным расчетом каждой пары смежных слоев, начиная с того слоя, в котором, по расчету, проникание снаряда или аэробомбы остановилось.

Формулы для определения радиуса сферы разрушения в слоистой среде:

$$\left. \begin{aligned} r'_p &= k'_p \sqrt[3]{C} \\ r^n_p &= y_1 + (r'_p - y_1) \frac{k''_p}{k'_p} \\ &\dots \dots \dots \\ r^n_p &= y_{n-1} + (r^{n-1}_p - y_{n-1}) \frac{k^n_p}{k^{n-1}_p} \end{aligned} \right\} \quad (27a)$$

Здесь r'_p —радиус сферы разрушения, определяемый по первому слою;

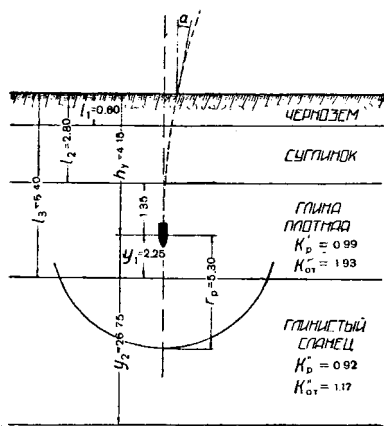
r''_p —радиус сферы разрушения, определяемый по второму слою;

r^n_p —радиус сферы разрушения, определяемый по n -му слою;

k'_p, k''_p, k_p, k^n_p —коэффициенты податливости среды разрушению соответственно слоям породы;

y_1, y_2, y_{n-1}, y_n —отметки от центра заряда до начала нижележащих слоев породы.

Для нашего примера радиус сферы разрушения будем определять по формуле (27), как для однородной среды:



Черт. 22

$$r_p = k_p \sqrt[3]{C} = 0,99 \sqrt[3]{170} \approx 5,50 \text{ м.}$$

Вычисленный радиус сферы разрушения больше $y_1 = 2,25$ м. Следовательно, сфера разрушения захватит не только глину, но и сланец. Поэтому истинный радиус сферы разрушения найдем по формулам (27а), как для многослойной среды:

$$\begin{aligned} r''_p &= y_1 + (r'_p - y_1) \frac{k''_p}{k'_p} = \\ &= 2,25 + (5,50 - 2,25) \frac{0,92}{0,99} \approx \\ &\approx 5,30 \text{ м} < 26,75 \text{ м.} \end{aligned}$$

Таким образом, определили величину радиуса сферы разрушения

$$r_p = r''_p = 5,30 \text{ м.}$$

Таблица 1

Значения коэффициентов податливости среды прониканию k_{np} разрушению взрывом k_p и разрушению открытым взрывом $k_{вз}$

№ пп.	Среда (грунт, материк)	k_{np}	k_p	$k_{вз}$	$k_{от}$
1	Земля свежераспаханная, рыхлая .	0,000013	1,40	0,60	—
2	Земля свеженасыпанная, с песком и гравием	0,000009	1,12	(0,56)	—
3	Земля плотная (растительный грунт)	0,0000065	1,08	0,53	—
4	Песок плотный, чистый	0,0000045	1,04	0,45	—
5	Влажный песок, супесок	0,0000055	1,00	0,50	—

№ пп.	Среда (грунт, материк)	k_{np}	k_p	$k_{вз}$	$k_{от}$
6	Глина крепкая, слежавшаяся, синяя, суглинок, земля, смешанная с камнями	0,000007	0,99	0,50	1,93
7	Хрящеватый грунт (песок, смешанный с хрящом)	0,0000045	0,98	0,33	—
8	Глина с супеском, каменистый грунт, лёсс	0,0000045	0,93	0,24	0,9
9	Глина синяя с гольшами, мергель	0,000004	0,94	0,24	1,70
10	Скала известковая, песчаниковая, глинистый сланец	0,000003	0,92	0,23	1,17
11	Глина чрезвычайно крепкая (красная)	(0,000002)	0,88	(0,22)	—
12	Скала гранитная или гнейсовая, без трещин	0,0000016	0,84	0,20	1,0
13	Бетон хороший, цементно-гранитный	0,0000013	0,70	0,15	0,52
14	Железобетон	0,00000065	0,60	0,13	0,47

Эскизное определение очертания и основных размеров несущей конструкции

Как уже было сказано выше, наиболее распространенной формой очертания бетонной несущей конструкции (обделки) подземных сооружений является сводчатая форма, которая позволяет наиболее полно использовать конструктивные свойства и способность материала (бетона) хорошо сопротивляться напряжениям сжатия.

Задача инженера состоит в том, чтобы найти правильное соотношение между стрелой подъема свода и его пролетом и подобрать такое очертание свода и стен, которое наилучшим образом удовлетворяло бы условиям прочности сооружения.

При выборе подъема свода f можно рекомендовать пользоваться следующим правилом:

$$\begin{aligned}
 f_{кр} < 1; & \quad \beta = \frac{l}{f} = 2 \div 2,5; \\
 1 \leq f_{кр} \leq 1,5; & \quad \beta = 2,5 \div 3; \\
 1,5 < f_{кр} \leq 2; & \quad \beta = 3 \div 3,5; \\
 2 < f_{кр} < 3; & \quad \beta = 3,5 \div 4; \\
 f_{кр} \geq 3; & \quad \beta = 4 \div 5 \text{ для бетонной конструкции;} \\
 & \quad \beta = 5 \div 6 \text{ для железобетонной конструкции.}
 \end{aligned}$$

Для нашего примера очертание оси свода примем параболическое, что для технического проекта вполне допустимо, а соотношения между стрелой подъема свода и его пролетом возьмем

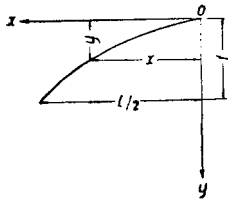
$$\frac{f_{расч}}{l_{расч}} = \frac{1}{\beta} = \frac{1}{4}, \text{ или } \beta = 4,$$

так как у нас грунт с $f_{кр} = 3$.

Уравнение параболы для оси свода имеет вид:

$$\left. \begin{aligned} y &= \frac{4f}{l^2} x^2 \\ \operatorname{tg} \varphi_n &= \frac{4f}{l} \end{aligned} \right\} \quad (28)$$

Теперь, зная габарит профиля выработки и задавшись очертанием свода и его соотношением, вычертим ориентировочно конструкцию обделки вокруг заданного габарита и определим размеры сечений.



Черт. 23

Ввиду того, что в стадии проектного задания мы не определяем положения кривой давления в конструкции, рекомендуется в эскизном проекте внутреннее очертание обделки со стороны стен и свода делать на 10—20 см больше заданной габаритной линии, чтобы имет необходимый запас на возможные изменения очертания конструкции

при дальнейшем расчете. Внутреннее очертание стен для эскизного проекта следует принимать не криволинейным (что делается для большей устойчивости их), а прямолинейным, что упрощает до некоторой степени расчет при составлении технического проекта.

Окончательное же очертание и уточнение размеров конструкции проводится в результате проведения технического и рабочего проектов.

Для определения размеров сечений конструкции при эскизном проектировании существует несколько практических формул различных авторов, но общий недостаток их заключается в том, что они не учитывают свойств горной породы и проводимый ориентировочный подсчет по ним во многих случаях не соответствует размерам конструкции, определяемым более точным способом.

Для нашего примера мы воспользуемся практическими формулами, принятыми в кафедре, которые устраняют отмеченный выше недостаток и дают размеры сечений конструкции, наиболее близкие к действительным, определяемым статическим расчетом.

Формулы для определения размеров сводчатой конструкции подземного сооружения при эскизном проектировании:

$$\left. \begin{aligned} d_s &= 0,07 \sqrt{\beta} \left(1 + \sqrt{\frac{l_0}{f_k}} \right) \\ d_n &= 1,2 \div 1,4 d_s \\ d_{cm} &= 1,2 \div 1,4 d_n \\ h_x &= 1,00 \div 1,4 d_{cm} \end{aligned} \right\} \quad (29)$$

Примечание. В случае железобетонной обделки коэффициент принимается 0,05 вместо 0,07.

Здесь $\beta = \frac{l_0}{f_0}$;

l_0 —внутренняя ширина выработки,

f_0 —стрела подъема свода,

f_k —коэффициент крепости породы, по Протоdjяконову.

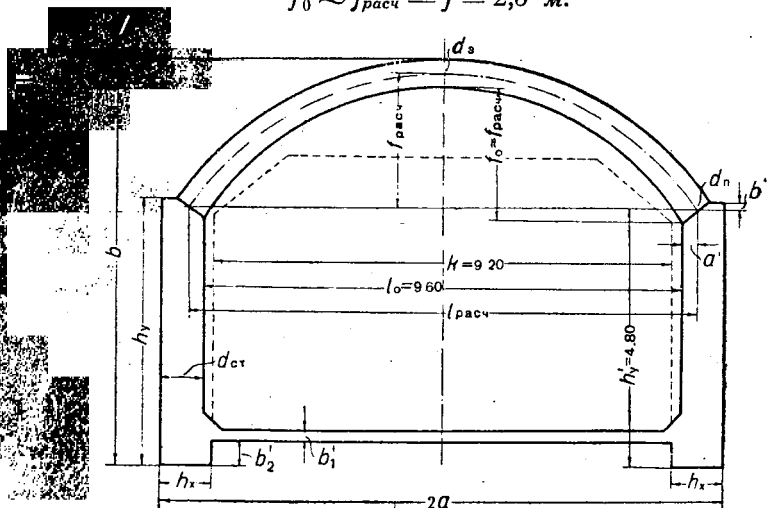
Для нашего примера согласно черт. 24 $l_0 = 9,60$ м.

Стрелу подъема свода определим:

$$f_0 = \frac{l_0}{\beta} = \frac{9,60}{4} = 2,40 \text{ м.}$$

Для дальнейших расчетов примем

$$f_0 \approx f_{расч} = f = 2,5 \text{ м.}$$



Черт. 24

Теперь, зная l_0 , f_k и β , вычислим основные размеры сечений конструкции по формулам (29):

$$d_з = 0,07 \sqrt{4} \left(1 + \sqrt{\frac{9,60}{3}} \right) \approx 0,40 \text{ м;}$$

$$d_n = 1,4 \cdot 0,40 = 0,56 \text{ м, округляем до } 0,60 \text{ м;}$$

$$d_{см} = 1,3 \cdot 0,60 \approx 0,75 \text{ м;}$$

$$h_x = 1,2 \cdot 0,75 = 0,90 \text{ м;}$$

b_1' —толщину лотка—по конструктивным соображениям принимаем 0,20 м;

b_2' —заглубление подошвы стены—принимаем 0,50 м.

Определяем рабочую высоту выработки b и ширину выработки $2a$.

Согласно черт. 24 имеем:

$$b = h_y' + f_{расч} + \frac{d_з}{2},$$

$$2a = l_0 + 2d_{см}.$$

Здесь $h_y' = 4,80$ м (берется по чертежу);

$$b = 4,80 + 2,50 + \frac{0,40}{2} = 7,50 \text{ м};$$

$$2a = 9,60 + 2 \cdot 0,75 = 11,10 \text{ м}.$$

Определяем высоту стенки h_y и расчетный пролет $l_{\text{расч}}$

$$h_y = h_y' + b',$$

$$l_{\text{расч}} = l_0 + 2a' = l,$$

$$a' = \frac{1}{2} d_n \sin \varphi_n,$$

$$b' = \frac{1}{2} d_n \cos \varphi_n.$$

Угол φ_n найдем по формуле (28):

$$g \varphi_n = \frac{4f}{l} = \frac{4 \cdot 2,5}{9,6} \approx 1,04,$$

$$\varphi_n \approx 46^\circ,$$

$$\sin 46^\circ = 0,719,$$

$$\cos 46^\circ = 0,695,$$

$$a' = \frac{1}{2} 0,60 \cdot 0,719 \approx 0,21 \text{ м},$$

$$b' = \frac{1}{2} 0,60 \cdot 0,695 \approx 0,22 \text{ м},$$

$$h_y = 4,80 + 0,22 = 5,02 \text{ м, округляем до } 5,00 \text{ м},$$

$$b = 9,60 + 2 \cdot 0,21 = 10,02 \text{ м, округляем до } 10,00 \text{ м}.$$

Теперь мы имеем все данные для определения высоты свода давления и глубины заложения подземного сооружения.

Определение высоты свода давления

Горное давление на конструкцию определяем по теории проф. Протоdjяконова, по которой следует, что в результате перераспределения напряжений в породе при проведении подземной выработки над ее потолком образуется естественный свод давления параболического очертания высотой

$$h = \frac{a}{f_{кр}}. \quad (30)$$

Здесь a — половина пролета выработки;

$f_{кр}$ — коэффициент крепости породы. Для сыпучих пород $f_{кр} = \text{tg } \varphi$, где, в свою очередь, φ — угол естественного откоса породы.

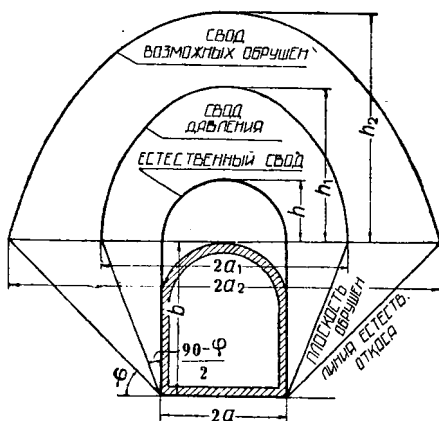
Согласно принятой теории предполагается, что если выработка остается незакрепленной, то она продолжает обрушаться до того момента, когда плоскости боков установятся под углом

естественного откоса к горизонту; обрушающаяся при этом кровля примет форму свода „возможных обрушений“.

Высота свода возможных обрушений определяется по формуле

$$h_2 = \frac{a_2}{f_{кр}}, \quad (30a)$$

где a_2 — полупролет свода возможных обрушений, определяемый из чертежа и равный $a_2 = a + b \operatorname{tg}(90^\circ - \varphi)$.



Черт. 25

Если выработка закреплена, то сдвигание боков ее возможно в пределах плоскости скольжения (как крайний случай), вследствие чего над выработкой образуется свод давления.

Высота свода давления определяется по формуле

$$h_1 = \frac{a_1}{f_{кр}}. \quad (30б)$$

Здесь $a_1 = a + b \operatorname{tg} \psi$;

ψ — угол, образованный между вертикальной стенкой и плоскостью скольжения, принимаемый с достаточной для практики точностью равным $\frac{90^\circ - \varphi}{2}$.

Подставляя значение a_1 и ψ в формулу (30б), получим:

$$h_1 = \frac{a + b \operatorname{tg} \left(\frac{90^\circ - \varphi}{2} \right)}{f_{кр}}.$$

Возвращаясь к нашему примеру, определим высоту свода давления:

$$\operatorname{tg} \left(\frac{90^\circ - \varphi}{2} \right) = \operatorname{tg} \left(\frac{90^\circ - 70^\circ}{2} \right) = \operatorname{tg} 10^\circ = 0,176,$$

$$h_1 = \frac{5,55 + 7,50 \cdot 0,176}{3} = \frac{6,87}{3} = 2,29 \text{ м.}$$

Величина полной защитной толщ

$$H_1 = h_{y_d} + r_p + h_1 - y = 4,15 + 5,30 + 2,29 - 0,98 = 10,76 \text{ м,}$$

округляем в большую сторону, т. е. до 11,00 м.

Примечание. В том случае когда подземное сооружение предположено возводить в мягких и неустойчивых породах, коэффициент крепости которых не превышает единицы, вследствие чего свод давления над выработкой принимает чрезмерно большие размеры, а посадка сооружения требует большой глубины, некоторые работники считают возможным определять величину защитной толщ по формуле

$$H_0 = k(h_y + r_p - y),$$

где k — коэффициент запаса, принимаемый от 1,2 до 1,4.

Нагрузка же на конструкцию в этом случае принимается равной полной высоте столба породы над выработкой.

Проверка защитной толщ на откол

Радиус сферы откола определяется по формулам:

а) в однородной среде

$$R_{om} = k_{om} \sqrt[3]{C}; \quad (31)$$

б) для двух, трех . . . и n слоев

$$\left. \begin{aligned} R_{om}' &= k_{om}' \sqrt[3]{C} \\ R_{om}'' &= y_1 + (R_{om}' - y_1) \frac{k_{om}''}{k_{om}'} \\ &\dots \dots \dots \\ R_{om}^n &= y_{n-1} + (R_{om}^{n-1} - y_{n-1}) \frac{k_{om}^n}{k_{om}^{n-1}} \end{aligned} \right\} \quad (31a)$$

Для нашего примера имеем двухслойную среду, поэтому радиус сферы откола будем определять по формулам (31a):

$$R_{om}' = k_{om}' \sqrt[3]{C} = 1,93 \sqrt[3]{170} = 10,70 \text{ м} > y_1 = 2,25 \text{ м};$$

$$R_{om}'' = y_1 + (R_{om}' - y_1) \frac{k_{om}''}{k_{om}'} =$$

$$= 2,25 + (10,70 - 2,25) \frac{1,17}{1,93} = 7,75 \text{ м} < 26,75 \text{ м};$$

$$R_{om} = R_{om}'' = 7,75 \text{ м.}$$

Противооткольная защитная толщ

$$H_2 = h_{y_d} + R_{om} - y = 4,15 + 7,75 - 0,98 \approx 10,90 \text{ м.}$$

Окончательно принимаем величину защитной толщ

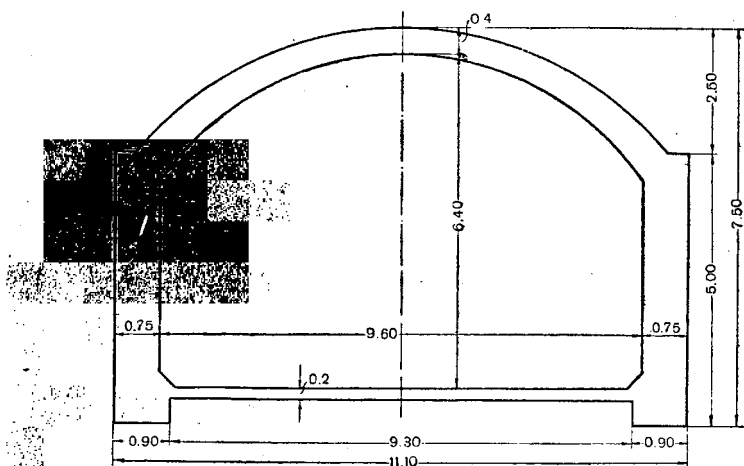
$$H_1 = 11,00 \text{ м.}$$

Глубина посадки подземного сооружения

$$H = H_1 + b = 11,00 + 7,50 = 18,50 \text{ м.}$$

На этом и заканчивается составление проектного задания несущей конструкции подземного сооружения.

Найденные величины и постоянные характеристики сводятся в таблицу, и по ним вычерчивается конструкция с подсчетом объема выработки, объема бетона и ориентировочной стоимости 1 пог. м сооружения.



Черт. 26

Таблица 2

$l_{расч}$ м	$f_{расч}$ м	$f_{кр}$	h_1 м	$2a$ м	b м	d_s м	d_n м
10,00	2,50	3	2,29	11,10	7,50	0,40	0,60

$d_{ст}$ м	h_x м	h_y м	γ_b т/м ³	$\gamma_{пр}$ т/м ³	k_x кг/см ³	k_y кг/см ³	μ
0,75	0,90	5,00	2,2	2,5	50	40	0,3

Объем выработки

$$\omega_1 = 67,85 \text{ м}^3/\text{пог. м.}$$

Объем бетона

$$\omega_2 = 14,75 \text{ м}^3/\text{пог. м.}$$

Стоимость 1 пог. м выработки с отделкой, считая стоимость 1 м³ земляных работ 75 руб., а стоимость 1 м³ бетона 150 руб.:

$$\omega_1 \cdot 75 + \omega_2 \cdot 150 = 67,85 \cdot 75 + 14,75 \cdot 150 = 7301,25,$$

округляем до 7500 руб. 1 пог. м.

ЧАСТЬ ТРЕТЬЯ

ТЕХНИЧЕСКИЙ ПРОЕКТ НЕСУЩЕЙ КОНСТРУКЦИИ ПОДЗЕМНОГО СООРУЖЕНИЯ

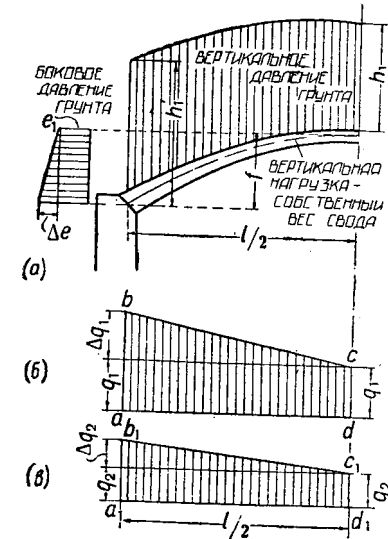
Основная задача составления технического проекта—это определение очертания и размеров подземной конструкции для данных условий задания.

В общий метод расчета, изложенный выше, внесем некоторые допущения в части определения нагрузок и деформаций.

Нагрузка

В качестве нагрузки на стенку будем принимать только пассивный отпор грунта, определяемый в результате расчета, а учет активного давления породы (вертикальное и боковое) примем только в пределах свода. Активное давление грунта на стенку не учитываем, так как в пределах ее принимаем пассивный отпор грунта. Одновременное наличие активного давления и пассивного отпора грунта невозможно.

Вертикальное горное давление, определяемое на основе теории Протоdjяконова и представленное на черт. 27а, заменим трапецией $abcd$, которую, в свою очередь, разобьем на прямоугольник и треугольник (черт. 27б). Учитывая, что нами принято параболическое очертание свода несущей конструкции (как и свода давления), нагрузку, заключенную между параболой, с достаточной для целей технического проекта точностью можно заменить трапецией $abcd$.



Черт. 27

Нагрузку от собственного веса свода по этому же принципу заменяем трапецией $a_1b_1c_1d_1$ (черт. 27в), которую также разобьем на прямоугольник и треугольник.

принимаем округленно $q = 6,60 \text{ т/пог. м}$;

$$\Delta q = \Delta q_1 + \Delta q_2 = 2,90 + 1,00 = 3,90 \text{ т/пог. м.}$$

Таким образом, вертикальная нагрузка на свод от грунта и от собственного веса свода выражена трапециoidalной эюрой, которую мы разбиваем на две части:

а) равномерно распределенную в виде прямоугольника с интенсивностью давления q по всему своду и

б) распределенную по треугольнику с интенсивностью Δq у пяты свода.

Горизонтальную нагрузку на свод (активное боковое давление) найдем по формулам строительной механики:

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= h_1 \gamma_{ip} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \\ e_2 &= h_2 \gamma_{ip} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \end{aligned} \right\} \quad (32)$$

Здесь h_1 принята равной высоте свода давления, а

$$h_2 = h_1 + f = 2,29 + 2,50 = 4,79 \text{ м.}$$

Интенсивность горизонтального давления на уровне шельги свода получим:

$$e = e_1 = 2,29 \cdot 2,50 \cdot 0,176^2 = 0,177 \text{ т/пог. м.}$$

На уровне пяты свода

$$e_2 = 4,79 \cdot 2,50 \cdot 0,176^2 = 0,371 \text{ т/пог. м}$$

$$\Delta e = e_2 - e_1 = 0,371 - 0,177 = 0,194 \text{ т/пог. м.}$$

Окончательный вид нагрузок приведен на черт. 29.

Таблица 3

Данные для расчета

Расчетный пролет l м	Стрела подъема свода f м	Коэффициент крепости породы f_k	Угол естественного откоса породы φ	Ширина выработки $2a$ м	Высота выработки b м	Толщина свода в замке d_s м	Толщина свода в пяте d_n м	Толщина стенки $d_{ст}$ м	Толщина стенки по основанию h_x м	Высота стенки h_y м	h_y м	Интенсивность вертикального давления		Интенсивность горизонтального давления	
												q т/пог. м	Δq т/пог. м	e т/пог. м	Δe т/пог. м
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
10,00	2,50	3	70	11,10	7,50	0,40	0,60	0,75	0,90	5,00	4,80	6,60	3,90	0,177	0,194

Деформации свода

При определении деформаций свода ($a_{кл}^{св}$) в общую формулу (3) части I внесем некоторые допущения, приемлемые для целей технического проекта.

Зададимся законом изменения момента инерции в сечениях свода:

$$I_x = \frac{I_s}{\cos \varphi_x}, \quad (a)$$

где I_s — момент инерции замкового сечения,

φ_x — угол, составляемый касательной в данном сечении свода с горизонтом.

Влиянием нормальных сил на деформации свода в техническом проекте пренебрегаем и формулу (3) представим в виде:

$$a_{kn}^{cs} = \int_0^s \frac{M_k M_n}{I} ds. \quad (б)$$

Вместо I в формулу (б) подставим его значение из формулы (а) и найдем:

$$a_{kn}^{cs} = \int_0^s \frac{M_k M_n}{I_s} \cos \varphi_x ds.$$

Заменяя $ds \cos \varphi_x = dx$ и s на $\frac{l}{2}$, окончательно получим:

$$a_{kn}^{cs} = \frac{1}{I_s} \int_0^{\frac{l}{2}} M_k M_n dx. \quad (33)$$

По формуле (33) найдем значения деформаций: a_{11}^{cs} , $a_{12}^{cs} = a_{21}^{cs}$; a_{22}^{cs} ; a_{10}^{cs} и a_{20}^{cs} .

a_{11}^{cs} — в E раз увеличенный угол поворота замкового сечения от $M_1 = 1$ по направлению M_1 (черт. 30).

Здесь $M_n = M_k = 1$,

$$a_{11}^{cs} = \frac{1}{I_s} \int_0^{\frac{l}{2}} M_k M_n dx = \frac{1}{I_s} \int_0^{\frac{l}{2}} 1 \cdot 1 \cdot dx = \frac{1}{I_s} \left| x \right|_0^{\frac{l}{2}} = \frac{l}{2I_s},$$

но так как

$$I_s = \frac{d_s^3}{12},$$

то окончательно получим:

$$a_{11}^{cs} = \frac{6l}{d_s^3}. \quad (34)$$

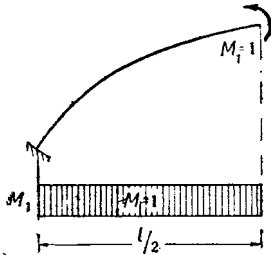
a_{12}^{cs} — в E раз увеличенный угол поворота замкового сечения от $H_2 = 1$ по направлению M_1 (черт. 31).

Здесь $M_k = 1$, а $M_n = y = \frac{4f}{l^2} x^2$,

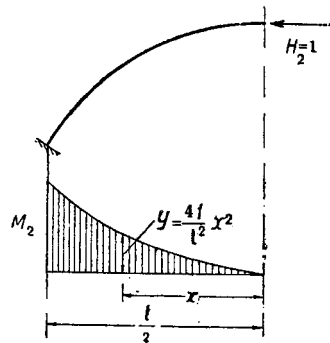
$$a_{12}^{cs} = \frac{1}{I_s} \int_0^{\frac{l}{2}} M_k M_n dx = \frac{1}{I_s} \int_0^{\frac{l}{2}} 1 \frac{4f}{l^2} x^2 dx = \frac{1}{I_s} \frac{4f}{l^2} \left| \frac{x^3}{3} \right|_0^{\frac{l}{2}} = \frac{fl}{6I_s}.$$

Заменяя I_s через $\frac{d_s^3}{12}$, получим:

$$a_{12}^{cs} = a_{21}^{cs} = \frac{2fl}{d_s^3} \quad (35)$$



Черт. 30



Черт. 31

a_{22}^{cs} — в E раз увеличенное горизонтальное смещение замкового сечения от $H_2 = 1$ по направлению H_2 (черт. 31).

Здесь $M_n = M_k = M_2 = y = \frac{4f}{l^2} x^2$,

$$\begin{aligned} a_{22}^{cs} &= \frac{1}{I_s} \int_0^{\frac{l}{2}} M_k M_n ds = \frac{1}{I_s} \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{4f}{l^2} x^2 \frac{4f}{l^2} x^2 dx = \frac{1}{I_s} \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{16f^2}{l^4} x^4 dx = \\ &= \frac{16f^2}{I_s l^4} \left| \frac{x^5}{5} \right|_0^{\frac{l}{2}} = \frac{f^2 l}{10 I_s}, \end{aligned}$$

или

$$a_{22}^{cs} = \frac{6f^2 l}{5d_s^3} \quad (36)$$

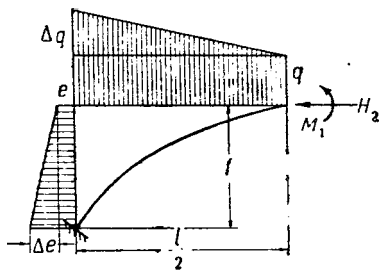
α_{10}^{cs} — в E раз увеличенный угол поворота замкового сечения от внешней нагрузки по направлению M_1 (черт. 32, 33, 34, 35, 36).

$$\alpha_{10}^{cs} = \frac{1}{I_s} \int_0^{\frac{l}{2}} M_k M_n ds.$$

Здесь $M_k = M_1 = 1$,

$$M_n = M_0 = M_q + M_{\Delta q} + M_e + M_{\Delta e}.$$

Определение M_q , $M_{\Delta q}$, M_e и $M_{\Delta e}$.



[Черт. 32]

При определении моментов системы примем следующее правило знаков:

а) плюс (положительный момент), когда растянуто внутреннее волокно;

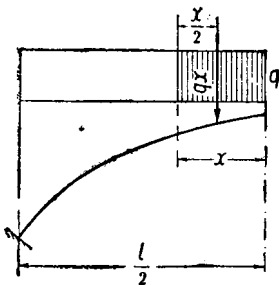
б) минус (отрицательный момент), когда растянуто внешнее волокно.

Из черт. 33 получим:

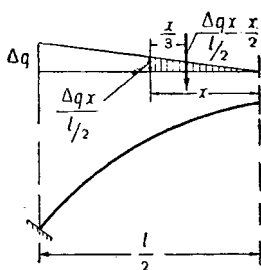
$$M_q = -qx \frac{x}{2} = -q \frac{x^2}{2}. \quad (37)$$

Из черт. 34 имеем:

$$M_{\Delta q} = -\frac{\Delta qx}{\frac{l}{2}} \cdot \frac{x}{2} \cdot \frac{x}{3} = -\frac{\Delta qx^3}{3l}. \quad (38)$$



Черт. 33



Черт. 34

Из черт. 35 получим:

$$M_e = -ey \frac{y}{2} = -e \frac{y^2}{2}. \quad (39a)$$

Или, выражая через x , будем иметь:

$$M_e = -\frac{e}{2} y^2 = -\frac{e}{2} \left(\frac{4f}{l^2} x^2 \right)^2 = -\frac{8ef^2}{l^4} x^4. \quad (39)$$

Из черт. 36 найдем:

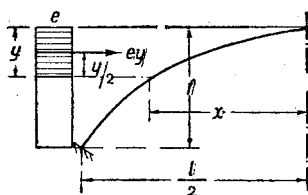
$$M_{\Delta e} = -\Delta e \frac{y}{f} \cdot \frac{y}{2} \cdot \frac{y}{3} = -\frac{\Delta e}{6f} y^3. \quad (40a)$$

Заменяя y через x , будем иметь:

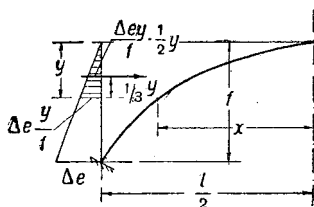
$$M_{\Delta e} = -\frac{\Delta e}{6f} \left(\frac{4f}{l^2} x^2 \right)^3 = -\frac{32 \Delta e f^2}{3l^6} x^6. \quad (40)$$

Деформация

$$\begin{aligned} \alpha_{10}^{cs} = & -\frac{1}{I_s} \int_0^{\frac{l}{2}} 1 \cdot [M_q + M_{\Delta q} + M_e + M_{\Delta e}] dx = -\left[\frac{1}{I_s} \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{q}{2} x^2 dx + \right. \\ & \left. + \frac{1}{I_s} \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{\Delta q}{3l} x^3 dx + \frac{1}{I_s} \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{8ef^2}{l^4} x^4 dx + \frac{1}{I_s} \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{32 \Delta e f^2}{3l^6} x^6 dx \right]. \end{aligned}$$



Черт. 35



Черт. 36

Решая, получим:

$$\alpha_{10}^{cs} = -\left[\frac{l^3}{16d_s^3} (4q + \Delta q) + \frac{f^2 l}{35d_s^3} (21e + 5 \Delta e) \right]. \quad (41)$$

α_{20}^{cs} — в E раз увеличенное горизонтальное смещение замкового сечения от внешней нагрузки по направлению H_2 (черт. 31, 32, 33, 34, 35, 36).

$$\alpha_{20}^{cs} = \frac{1}{I_s} \int_0^{\frac{l}{2}} M_k M_n dx.$$

Здесь $M_k = M_2 = y = \frac{4f}{l^2} x^2$;

$M_n = M_0 = M_q + M_{\Delta q} + M_e + M_{\Delta e}$ (формулы 37—40 включительно).

Подставляя значения M_k и M_n и решая, найдем:

$$\alpha_{20}^{cs} = -\left[\frac{f l^3}{120d_s^3} (18q + 5 \Delta q) + \frac{f^3 l}{63d_s^3} (27e + 7 \Delta e) \right]. \quad (42)$$

Примечания: 1. Деформации системы можно определять по формуле

$$a'_{\kappa\eta} = a_{\kappa\eta}^{ca'} + \rho' a_{\kappa\eta}^{cm},$$

где $a_{\kappa\eta}^{ca'}$ — деформация, увеличенная в $d_3^3 E_{cs}$ раз; $\rho' = \frac{E_{cs}}{k_y b} d_3^3$.

Это дает упрощение при вычислениях деформаций.

M_1 и H_2 определяются по тем же формулам с заменой $a_{\kappa\eta}$ на $a'_{\kappa\eta}$.

2. В случае действия сосредоточенной силы P на свод, приложенной на расстоянии a от замка, к деформации a_{10}^{ca} добавляется член

$$-\frac{3P}{2d_3^3} [l^2 - 4al + 4a^2],$$

а к деформации a_{20}^{ca}

$$-\frac{fP}{4d_3^3 l^2} [3l^4 - 8al^3 + 16a^4].$$

По формулам (34, 35, 36, 41 и 42) найдем деформации для нашего примера:

$$a_{11}^{ca} = \frac{6l}{d_3^3} = \frac{6 \cdot 10,00}{0,40^3} = 937,500;$$

$$a_{12}^{ca} = a_{21}^{ca} = \frac{2fl}{d_3^3} = \frac{2 \cdot 2,50 \cdot 10,00}{0,40^3} = 781,250;$$

$$a_{22}^{ca} = \frac{6}{5} \frac{f^2 l}{d_3^3} = \frac{6}{5} \cdot \frac{2,50^2 \cdot 10,00}{0,40^3} = 1171,875;$$

$$a_{10}^{ca} = - \left[\frac{l^3}{16d_3^3} (4q + \Delta q) + \frac{f^2 l}{35d_3^3} (21e + 5\Delta e) \right] =$$

$$= - \left[\frac{10,00^3}{16 \cdot 0,40^3} (4 \cdot 6,60 + 3,90) + \frac{2,50^2 \cdot 10,00}{35 \cdot 0,40^3} (21 \cdot 0,177 + 5 \cdot 0,194) \right] =$$

$$= - [29589,843 + 130,776] = - 29720,619;$$

$$a_{20}^{cm} = - \left[\frac{fl^3}{120d_3^3} (18q + 5\Delta q) + \frac{f^3 l}{63d_3^3} (27e + 7\Delta e) \right] =$$

$$= - \left[\frac{2,50 \cdot 10,00^3}{120 \cdot 0,40^3} (18 \cdot 6,60 + 5 \cdot 3,90) + \frac{2,50^3 \cdot 10,00}{63 \cdot 0,40^3} (27 \cdot 0,177 + 7 \cdot 0,194) \right] =$$

$$= - [45019,531 + 237,824] = - 45257,355.$$

Деформации стенки

(деформации замкового сечения свода от деформации стенки)

Деформации $a_{\kappa\eta}^{cm}$ вычисляем по формулам (19—24) включительно.

Для нашего примера:

$$n_1 = A(h_x Q' + 2M_0);$$

$$A = \frac{6h_y}{3\mu h_x h_y^2 + 4h_y^3 + mh_x^3} =$$

$$= \frac{6 \cdot 5,00}{3 \cdot 0,3 \cdot 0,9 \cdot 5,00^2 + 4 \cdot 5,00^3 + 1,25 \cdot 0,9^3} = 0,05756.$$

Деформации a_{11}^{cm} и a_{12}^{cm}

$$n_1 = 0,05756 (h_x Q' + 2 M_0).$$

Здесь $M_0 = 1$; $Q' = 0$; $b_0 = 1$,

$$n_1 = 0,05756 \cdot 2 \cdot M_0 = 0,05756 \cdot 2 \cdot 1 = 0,11512;$$

$$a_{11}^{cm} = \frac{n_1}{h_y} b_0 = \frac{0,11512}{5,00} 1 = 0,02302;$$

$$a_{12}^{cm} = \frac{n_1}{h_y} h \cdot b_0 = \frac{0,11512}{5,00} 7,30 \cdot 1 = 0,16807,$$

где

$$h = b - \frac{d_s}{2} = 7,50 - \frac{0,40}{2} = 7,30 \text{ м}$$

(b — высота сооружения).

Деформации a_{21}^{cm} и a_{22}^{cm}

$$n_1' = 0,05756 (h_x Q' + 2 M_0).$$

Здесь

$$M_0 = H_2 h; \quad H_2 = 1; \quad Q' = 0; \quad b_0 = 1;$$

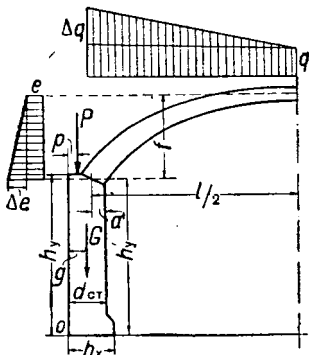
и

$$M_0 = H_2 h = 1 \cdot h = h;$$

$$n_1' = 0,05756 \cdot 2 \cdot M_0 = 0,05756 \cdot 2 \cdot 7,30 = 0,8404;$$

$$a_{21}^{cm} = \frac{n_1'}{h_y} b_0 = \frac{0,8404}{5,00} 1 = 0,16807;$$

$$a_{22}^{cm} = \frac{n_1'}{h_y} b_0 h = \frac{0,8404}{5,00} 1 \cdot 7,30 = 1,2269.$$



Черт. 37

Деформации a_{10}^{cm} и a_{20}^{cm}

$$n_0 = 0,05756 (h_x Q' + 2 M_0).$$

$$\text{Здесь } Q' = \frac{ql}{2} + \frac{\Delta ql}{4} + P + G.$$

$M_0 = M_s + M_i$ — момент всех активных сил относительно точки O (черт. 37).

Определяем P , G , Q' и M_0 (черт. 37):

$$P = h_1' b_0 (d_{cm} - a') \gamma_{ip} = 3,45 \cdot 1 \cdot (0,75 - 0,21) 2,50 = 4,658 \text{ м};$$

$$G = d_{cm} h_y b_0 \gamma_{бет} = 0,75 \cdot 5,00 \cdot 1 \cdot 2,20 = 8,250 \text{ м};$$

$$\begin{aligned} Q' &= \frac{ql}{2} + \frac{\Delta ql}{4} + P + G = \\ &= \frac{6,60 \cdot 10,00}{2} + \frac{3,90 \cdot 10,00}{4} + 4,658 + 8,250 = 55,658 \text{ м}. \end{aligned}$$

M_s — момент вертикальных активных сил

$$M_s = -\frac{ql}{2} \left(\frac{l}{4} + d_{cm} - a' \right) - \frac{\Delta ql}{4} \left(\frac{l}{6} + d_{cm} - a' \right) - Pp - Gg =$$

$$= -\frac{6,60 \cdot 10,00}{2} \left(\frac{10,00}{4} + 0,75 - 0,21 \right) -$$

$$- \frac{3,90 \cdot 10,00}{4} \left(\frac{10,00}{6} + 0,75 - 0,21 \right) -$$

$$- 4 \cdot 658 \cdot 0,27 - 8,250 \cdot 0,375 = -126,181 \text{ тм.}$$

Здесь $p = \frac{d_{cm} - a'}{2} = \frac{0,75 - 0,21}{2} = 0,27 \text{ м.}$

$$g = \frac{d_{cm}}{2} = \frac{0,75}{2} = 0,375 \text{ м.}$$

M_i — момент горизонтальных активных сил

$$M_i = -e_{if} \left(h'_y + \frac{f}{2} \right) - \frac{\Delta ef}{2} \left(h'_y + \frac{f}{3} \right) =$$

$$= -0,177 \cdot 2,50 \left(4,80 + \frac{2,50}{2} \right) - \frac{0,194 \cdot 2,50}{2} \left(4,80 + \frac{2,50}{3} \right) = -4,043 \text{ тм;}$$

$$M_0 = M_s + M_i = -126,181 - 4,043 = -130,224 \text{ тм.}$$

Зная Q' и M_0 , определим деформации a_{10}^{cm} и a_{20}^{cm} :

$$n_0 = 0,05756 (h_x Q' + 2 M_0) =$$

$$= 0,05756 (0,90 \cdot 55,658 - 2 \cdot 130,224) = -12,108;$$

$$a_{10}^{cm} = \frac{n_0}{h_y} b_0 = -\frac{12,108}{5,00} \cdot 1 = -2,422;$$

$$a_{20}^{cm} = \frac{n_0}{h_y} h \cdot b_0 = -\frac{12,108}{5,00} \cdot 7,30 \cdot 1 = -17,678.$$

Деформации замкового сечения системы

(суммарные деформации)

Суммарные деформации замкового сечения определяем по формуле:

$$a_{кп} = a_{кп}^{cs} + \rho a_{кп}^{cm},$$

где

$$\rho = \frac{E_{cs}}{k_y b_0} = \frac{140\,000}{40 \cdot 100} = 35,$$

так как нами принят бетон марки R-110, для которого $E_{бет} = 140\,000 \text{ кг/см}^2$.

$$a_{11} = a_{11}^{cs} + \rho a_{11}^{cm} = 937,500 + 35 \cdot 0,02302 = 938,306;$$

$$a_{12} = a_{21} = a_{12}^{cs} + \rho a_{12}^{cm} = 781,250 + 35 \cdot 0,16807 = 787,132;$$

$$a_{22} = a_{22}^{cs} + \rho a_{22}^{cm} = 1171,875 + 35 \cdot 1,2269 = 1214,820;$$

$$a_{10} = a_{10}^{cs} + \rho a_{10}^{cm} = -29720,619 - 35 \cdot 2,422 = -29805,389;$$

$$a_{20} = a_{20}^{cs} + \rho a_{20}^{cm} = -45257,355 - 35 \cdot 17,678 = -45876,085.$$

Усилия в своде

Статически неопределимые величины M_1 и H_2 найдем по формулам (2), часть I.

$$M_1 = \frac{a_{10} a_{22} - a_{20} a_{12}}{a_{12} a_{21} - a_{11} a_{22}} =$$

$$= \frac{-29805,389 \cdot 1214,820 + 45876,085 \cdot 787,132}{787,132 \cdot 787,132 - 938,306 \cdot 1214,820} = +0,188 \text{ тм};$$

$$H_2 = \frac{a_{20} a_{11} - a_{10} a_{21}}{a_{12} a_{21} - a_{11} a_{22}} =$$

$$= \frac{-45876,085 \cdot 938,306 + 29805,389 \cdot 787,132}{787,132 \cdot 787,132 - 938,306 \cdot 1214,820} = +37,643 \text{ т.}$$

Момент в любом сечении свода

$$M_x = M_1 + H_2 y + M_q + M_{\Delta q} + M_e + M_{\Delta e} \quad (43)$$

Здесь M_q , $M_{\Delta q}$, M_e и $M_{\Delta e}$ находим по формулам (37, 38, 39 и 40) и подставляем в формулу (43) с их знаками.

Положительным считаем момент, вызывающий растяжение внутреннего волокна.

Для нашего примера M_x найдем для пяти сечений левой половины свода. Значения M_x для тех же сечений правой половины свода соответственно равны.

Результаты сведем в табл. 4.

Полученное в табл. 4 значение момента в пяте (момент сечения № 5) может быть определено также по формуле:

$$M_n = M_1 + H_2 f - \frac{ql^2}{8} - \frac{\Delta ql^2}{24} - \frac{ef^2}{2} - \frac{\Delta ef^2}{6}. \quad (44)$$

Для нашего примера имеем

$$M_n = 0,188 + 37,643 \cdot 2,50 - \frac{6,60 \cdot 10,00^2}{8} - \frac{3,90 \cdot 10,00^2}{24} -$$

$$- \frac{0,177 \cdot 2,50^2}{2} - \frac{0,194 \cdot 2,50^2}{6} = -5,209 \text{ тм.}$$

Нормальные силы для тех же сечений свода найдем:

$$N_x = \left[H_2 - ey - \frac{\Delta ey^2}{2f} \right] \cos \varphi_x + \left[qx + \frac{\Delta qx^2}{l} \right] \sin \varphi_x. \quad (45)$$

Положительной считаем сжимающую силу.

Результат вычисления сведен в табл. 5.

Примечание. $\text{tg } \varphi_x$ для любого сечения свода определяется по формуле для параболы

$$\text{tg } \varphi_x = \frac{2y}{x}.$$

Перерезывающие силы для тех же сечений найдем по формуле

$$Q_x = \left[qx + \frac{\Delta qx^2}{l} \right] \cos \varphi_x - \left[H_2 - ey - \frac{\Delta ey^2}{2f} \right] \sin \varphi_x \quad (46)$$

Положительной считаем поперечную силу, направленную внутрь выработки для сил справа.

Результаты вычисления сведем в табл. 6.

Таблица 6

Определение перерезывающих сил в сечениях свода

№ сечения	$\sin \varphi_x$	$\cos \varphi_x$	$\frac{\Delta q}{l} x^2$ <i>m</i>	$\left(qx + \frac{\Delta q}{l} x^2 \right) \cos \varphi_x$ <i>m</i>	$H_2 - ey - \frac{\Delta e}{2f} y^2$ <i>m</i>	$\left(H_2 - ey - \frac{\Delta e}{2f} y^2 \right) \sin \varphi_x$ <i>m</i>	Q_x <i>m</i>
1	2	3	4	5	6	7	8
0	0	1,00	0	0	37,643	0	0
1	0,196	0,980	6,99	6,850	37,625	7,375	- 0,525
2	0,372	0,928	14,76	13,697	37,566	13,975	- 0,278
3	0,515	0,857	23,31	19,977	37,453	19,288	+ 0,689
4	0,625	0,780	32,64	25,459	37,261	23,288	+ 2,171
5	0,707	0,707	42,75	30,224	36,957	26,129	+ 4,095

Примечание. Данные для граф 4 и 6 берем из табл. 5, графы 19 и 12.

Эксцентриситет для тех же сечений свода получим по формуле

$$e_x = \frac{M_x}{N_x} \quad (47)$$

Таблица 7

Определение эксцентриситетов в сечениях свода

№ сечения						
	0	1	2	3	4	5
M_x т.м	+ 0,188	+ 0,522	+ 0,990	+ 0,776	- 0,983	- 5,209
N_x т	37,643	38,242	40,352	44,102	49,464	56,353
e_x м	+ 0,005	+ 0,014	+ 0,025	+ 0,018	- 0,020	- 0,092

Напряжения в сечениях свода найдем по формуле неравномерного сжатия:

$$n = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W}. \quad (48)$$

Для прямоугольного сечения формула (48) принимает вид

$$n = \frac{N}{F} \left[1 \pm \frac{6e}{d} \right]. \quad (48a)$$

Здесь F —площадь поперечного сечения,
 d —высота поперечного сечения.

Проверка скалывающих напряжений.

Для прямоугольного сечения имеем

$$t = \frac{QS}{Ib} = \frac{3Q}{2db}; \quad (49)$$

$$Q_{\max} = 4095 \text{ м (сечение № 5, табл. 6);}$$

$$d = 0,70 \text{ м; } b = 100 \text{ см;}$$

$$t = \frac{3 \cdot 4095}{2 \cdot 70 \cdot 100} \approx 0,88 \text{ кг/см}^2.$$

По нормам для бетона марки $R-110$ допускается на сжатие 38 кг/см^2 , а на скалывание $4,5 \text{ кг/см}^2$. У нас же напряжения получились значительно меньше, поэтому возможно уменьшить толщину свода, изменив несколько очертание подземной конструкции в соответствии с кривой давления (см. черт. 43). При этом необходимо помнить, что при расчете конструкции методом рабочего проекта (без принятых здесь допущений) напряжения получатся несколько другие.

Примечание. В том случае когда кривая давления выходит из средней трети сечения, можно проверить максимальные напряжения от эксцентрично приложенной силы по формуле

$$n_{\max} = \frac{2N}{300s}, \quad (50)$$

$$\text{где } s = \frac{d}{2} - e.$$

Для нашего примера проверку по формуле (50) не делаем, так как кривая давления не выходит из ядра сечения. Необходимо иметь в виду нежелательность появления раскрытия шва в конструкции, что имеет место, когда $n_{\text{расп}} > 0,04 R-30$.

Расчет стенки

Расчетная схема изображена на черт. 38. Определяем напряжение на грунт по боковой плоскости стенки n_1 и по основанию стенки n_2 и n'_2 .

По формуле (15а) найдем

$$n_1 = A(h_x Q' + 2M_0).$$

Определение напряжений

№ сечения	d м	F = 1 · d м ²	N т	e м	N/F т/м ²	6e м
0	0,40	0,40	37,643	+0,005	94,107	+0,030
1	0,42	0,42	38,242	+0,014	91,052	+0,084
2	0,45	0,45	40,352	+0,025	89,671	+0,150
3	0,49	0,49	44,102	+0,018	90,004	+0,108
4	0,54	0,54	49,464	-0,020	91,600	-0,120
5	0,60	0,60	56,353	-0,092	93,921	-0,552

Примечание. Растягивающие напряжения отрицательны, сжимающие

Здесь $Q' = Q_n + P + G$;

$$M_0 = -M_n + H_n h'_y - Q_n q - Pp - Gg.$$

$$Q_n = \frac{ql}{2} + \frac{\Delta ql}{4} = \frac{6,60 \cdot 10,00}{2} + \frac{3,90 \cdot 10,00}{4} = 42,75 \text{ т};$$

$$Q' = 42,75 + 4,658 + 8,250 = 55,658 \text{ т};$$

$$H_n = H_2 - \sum e = 37,643 - \frac{0,177 + 0,371}{2} \cdot 2,50 = 36,958 \text{ т};$$

$$M_0 = -5,209 + 36,958 \cdot 4,80 - 42,75 \cdot 0,54 - 4,658 \cdot 0,27 - 8,250 \cdot 0,375 = +144,752 \text{ тм};$$

$$n_1 = 0,05756 (0,90 \cdot 55,658 + 2 \cdot 144,752) = 19,547 \text{ т/м}^2 \approx 1,95 \text{ кг/см}^2.$$

По формуле (16) получим

$$n_2 = \frac{2n_1(h_y^3 + mh_x^3)}{3h_x^2 h_y} - \frac{2M_0}{h_x^2} = \frac{2 \cdot 19,547(5,00^3 + 1,25 \cdot 0,90^3)}{3 \cdot 0,90^2 \cdot 5,00} - \frac{2 \cdot 144,752}{0,90^2} = 47,721 \text{ т/м}^2 \approx 4,80 \text{ кг/см}^2.$$

По формуле (18) найдем:

$$n'_2 = n_2 - \frac{m n_1 h_x}{h_y} = 47,721 - \frac{1,25 \cdot 19,547 \cdot 0,90}{5,00} = 43,323 \text{ т/м}^2 \approx 4,33 \text{ кг/см}^2.$$

По нормам для глинистого сланца допустимые напряжения на сжатие 7—12 кг/см². В нашем примере напряжения получились меньших значений. Если напряжения по боковой плоскости

в сечениях свода

6e/d	1 + (6e/d)	1 - (6e/d)	Напряжение верхнего волокна		Напряжение нижнего волокна	
			т/м ²	кг/см ²	т/м ²	кг/см ²
8	9	10	11	12	13	14
+0,075	1,075	0,925	101,165	10,12	87,049	8,70
+0,200	1,200	0,800	109,262	10,92	72,842	7,28
+0,333	1,333	0,667	119,531	11,95	59,811	5,98
+0,220	1,220	0,780	109,804	10,98	70,203	7,02
-0,222	0,788	1,222	71,265	7,13	111,935	11,19
-0,920	0,080	1,920	7,514	0,75	180,328	18,03

положительны.

и по основанию стенки получатся выше допустимых, то рекомендуется сделать пересчет, увеличив расчетную высоту стенки или основание стенки.

Раньше чем приступить к определению моментов нормальных и перерезывающих сил, следует провести проверку из условий равновесия стенки

$$\sum M = 0,$$

$$\sum Y = 0$$

и проверку на скольжение подошвы стены по формуле

$$S_2 = 0,5 h_y n_1 - H_n \leq \mu_2 \frac{n_2 + n'_2}{2} h_x.$$

Определим сумму моментов всех сил относительно точки O (черт. 38).

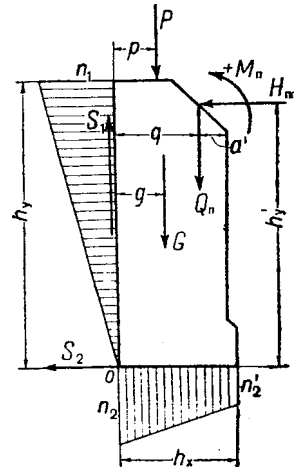
Момент активных сил M_0 относительно точки O был ранее получен:

$$M_0 = +144,752 \text{ тм}.$$

Момент реактивных сил относительно той же точки найдем:

$$M'_0 = -\frac{n_1 h_y}{2} \cdot \frac{2}{3} h_y + n'_2 h_x \frac{h_x}{2} + \frac{n_2 - n'_2}{2} h_x \frac{1}{3} h_x = -\frac{n_1 h_y^2}{3} + \frac{h_x^2}{6} [2n'_2 + n_2];$$

$$M'_0 = -\frac{19,547 \cdot 5,00^2}{3} + \frac{0,90^2}{6} [2 \cdot 43,323 + 47,721] = -144,752 \text{ тм},$$



Черт. 38

Определение моментов в сечениях стенки

№ сечения	M_n т.м	H_n т	Δh м	$H_n \Delta h$ т.м	Q_n т	Δq м	$Q_n \Delta q$ т.м	P т	Δp м	$P \Delta p$ т.м	n_1 м/м ²	n_y м/м ²
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1			0,8	29,566		0,165	7,054		0,105	0,489		15,638
2			1,8	66,524		0,165	7,054		0,105	0,489		11,728
3	5,209	36,958	2,8	103,482	42,750	0,165	7,054	4,658	0,105	0,489	19,547	7,819
4			3,8	140,440		0,165	7,054		0,105	0,489		3,909
5			4,8	177,398		0,09	3,848		0,180	0,838		0

или

$$\sum M = M_0 + M'_0 = +144,752 - 144,752 = 0;$$

$$\sum Y = Q_n + P + G - Q_1 - S_1 = Q_n + P + G - \frac{n_2 + n'_2}{2} h_x - \mu_1 \frac{n_1 h_y}{2} = 0;$$

$$\sum Y = 42,750 + 4,658 + 8,250 - \frac{47,721 + 43,323}{2} \cdot 0,90 - 0,3 \frac{19,547 \cdot 5,00}{2} = 55,658 - 55,650 \approx 0;$$

$$S_2 = 0,5 \cdot 5,00 \cdot 19,547 - 36,958 \leq 0,5 \frac{47,721 + 43,323}{2} \cdot 0,90;$$

$$S_2 = 11,910 < 20,485 \text{ м.}$$

Проверка показывает, что расчет проведен правильно, условия равновесия удовлетворяются и скольжения подошвы стенки не произойдет.

Моменты в сечениях стенки

Момент для любого сечения стенки относительно ее оси определяем согласно черт. 39 по формуле

$$M_x = M_n + H_n \Delta h - Q_n \Delta q + P \Delta p - \Delta H \Delta y - \Delta S_1 \frac{d_{cm}}{2}, \quad (51)$$

где

$$\Delta H = \frac{n_1 + n_y}{2} b_{0y};$$

$$\Delta S_1 = \mu_1 \Delta H;$$

$$n_y = n_1 \frac{h_y - y}{h_y}.$$

$$M_x = M_n + H_n \Delta h - Q_n \Delta q + P \Delta p - \Delta H \Delta y - \Delta S_1 \frac{d_{cm}}{2}$$

y м	ΔH т	Δy м	$\Delta H \Delta y$ т.м	μ_1	ΔS_1 т	$\frac{d_{cm}}{2}$ м	$\Delta S_1 \frac{d_{cm}}{2}$ т.м	ΔG т	Δg м	$\Delta G \Delta g$ т.м	M_x т.м
14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
1	17,593	0,519	9,131		5,278	0,375	1,979	1,65	0	0	+ 6,682
2	31,275	1,083	33,871		9,383	0,375	3,519	3,30	0	0	+ 17,360
3	41,049	1,718	70,522	0,3	12,315	0,375	4,618	4,95	0	0	+ 16,568
4	46,912	2,444	114,653		14,074	0,375	5,278	6,60	0	0	+ 8,735
5	48,868	3,333	162,877		14,660	0,450	5,498	8,25	0,075	0,619	+ 0,185

В формулу (51) M_n подставляется с его знаком. В нашем примере M_x найдем для пяти сечений. Результаты вычисления сведены в табл. 9.

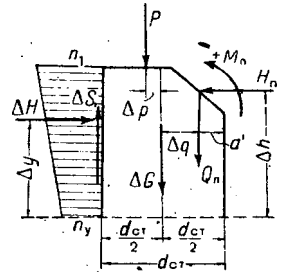
N_x , Q_x и e_x стенки получим

$$N_x = Q_n + P + \Delta G - \Delta S_1$$

$$Q_x = -H_n + \Delta H$$

$$e_x = \frac{M_x}{N_x}$$

(52)

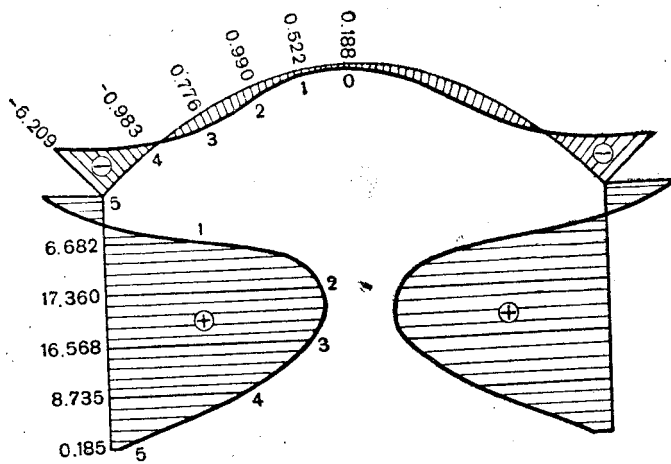


Черт. 39

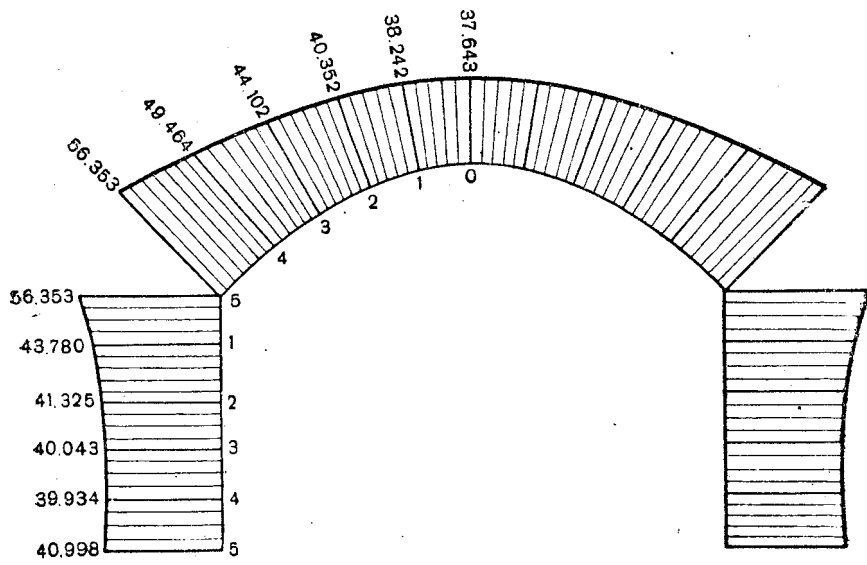
Таблица 10

Определение нормальных и перерезывающих сил в сечениях стенки

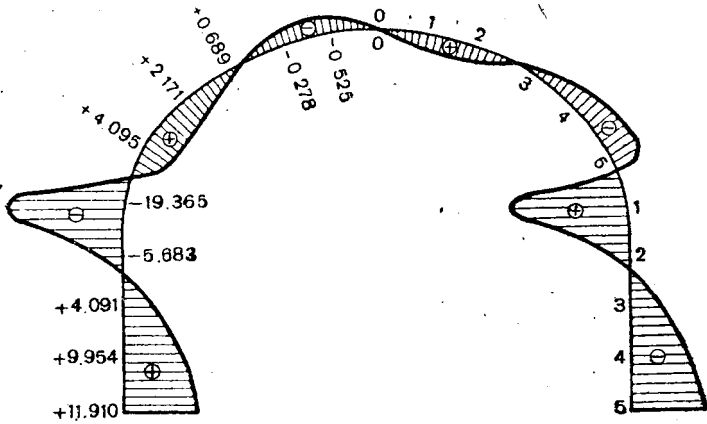
№ сечения	Q_n т	P т	ΔG т	ΔS_1 т	N_x т	H_n т	ΔH т	Q т
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	42,75	4,658	1,65	5,278	43,780	36,958	17,593	- 19,365
2	42,75	4,658	3,30	9,383	41,325	36,958	31,275	- 5,683
3	42,75	4,658	4,95	12,315	40,043	36,958	41,049	+ 4,091
4	42,75	4,658	6,60	14,074	39,934	36,958	46,912	+ 9,954
5	42,75	4,658	8,25	14,660	40,998	36,958	48,868	+ 11,910



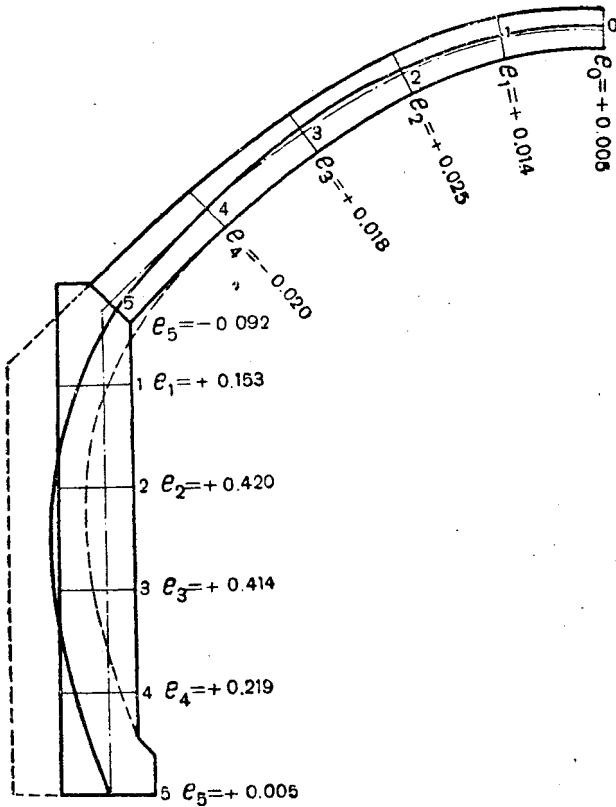
Черт. 40



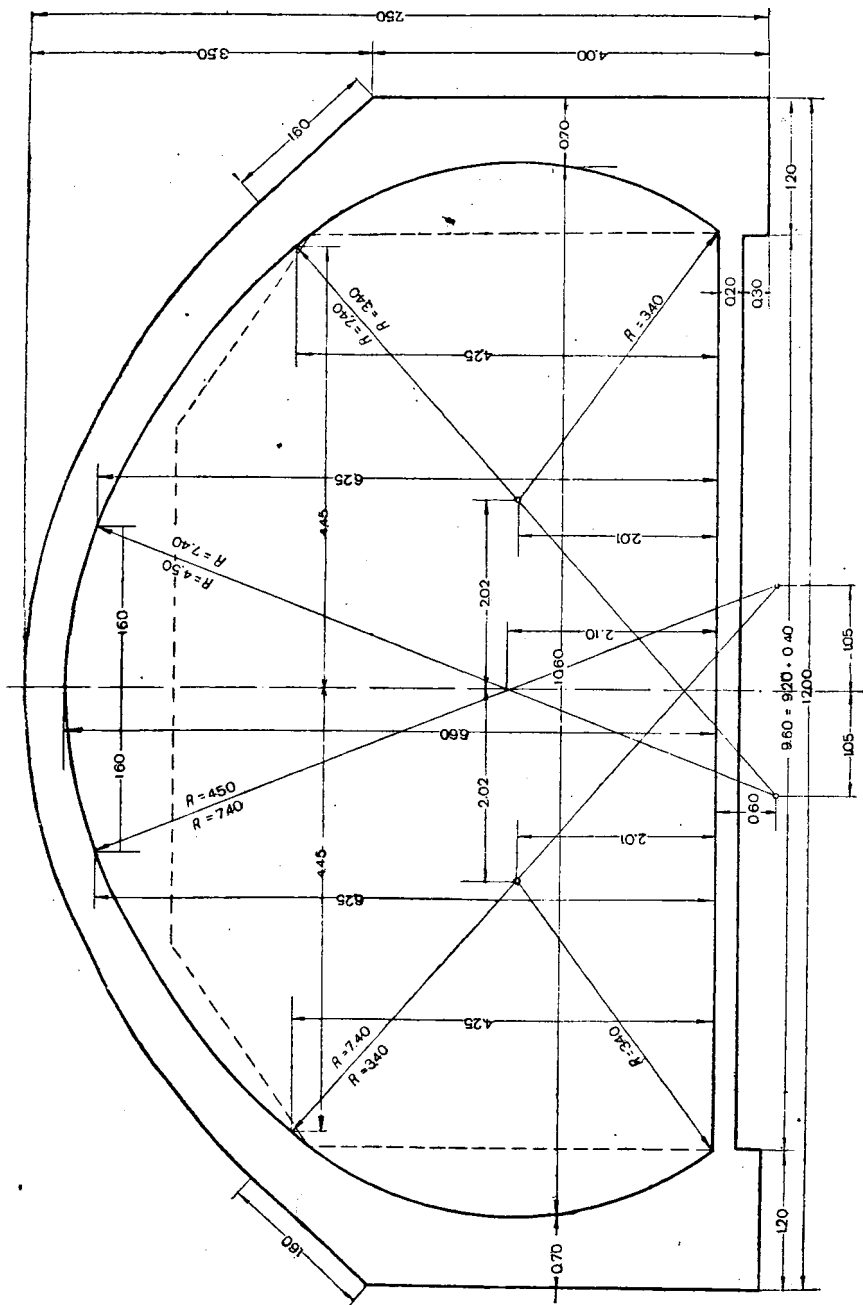
Черт. 41



Черт. 42



Черт. 43



Черт. 44. Объем выработки 71,50 м³/гол. м.; Объем бетона 16,00 м³/гол. м.

Определение эксцентриситетов в сечениях стенки

№ сечения					
	1	2	3	4	5
M_x т.м.	+ 6,682	+ 17,360	+ 16,568	+ 8,735	+ 0,185
N_x т	43,780	41,325	40,043	39,934	40,998
e_x м	+ 0,153	+ 0,420	+ 0,414	+ 0,219	+ 0,005

На основе полученных расчетных данных строим эпюры M , N и Q и кривую давления (черт. 40, 41, 42, 43).

Рассматривая кривую давления системы, видим, что принятое нами очертание обделки вполне отвечает характеру напряженного состояния конструкции в части свода и требует введения арматуры в растянутую часть стенки (с внутренней стороны).

Учитывая требование задания—спроектировать бетонную несущую конструкцию, мы можем изменить конфигурацию стенки так, чтобы кривая давления не выходила из средней трети.

На черт. 43 пунктиром нанесены изменения конструктивной схемы сооружения, которые и приняты для рабочего проекта несущей конструкции.

На черт. 44 приведен технический проект подземной конструкции с основными показателями, характеризующими объем работ.

Конструкция, полученная в результате составления технического проекта, должна быть проверена методом рабочего проектирования.

ЧАСТЬ ЧЕТВЕРТАЯ

РАБОЧИЙ ПРОЕКТ НЕСУЩЕЙ КОНСТРУКЦИИ ПОДЗЕМНОГО СООРУЖЕНИЯ

В результате составления технического проекта мы получили конструкцию, несколько отличную от проектного задания; изменилось очертание свода и стен, изменились также и размеры сечений.

Для окончательного суждения о прочности сооружения составляется рабочий проект конструкции, который проводится тем же методом, т. е. рассматривается рама со стойками в упругой среде с учетом взаимных деформаций свода и стен.

Отличие рабочего проекта от технического состоит в том, что он проводится более точным способом и не имеет допущений, принятых в техническом проекте (учитывается действительный закон изменения момента инерции и учитывается влияние нормальных сил).

При составлении рабочего проекта рекомендуется придерживаться следующей последовательности:

1. Вычертить обделку в масштабе $1/25$ — $1/20$, а в случае симметричного свода и симметричной нагрузки относительно вертикальной оси следует ограничиться вычерчиванием только одной половины конструкции.

2. Провести ось системы (свода и стен).

3. Наметить пятовые сечения там, где закон изменения сечения свода меняется.

4. Разделить ось свода на несколько равных частей (клиньев) и через каждую точку деления провести нормаль к оси свода (шов).

5. Измерить по масштабу высоту каждого шва и взять графически все размеры конструкции.

6. Построить графически параболу свода давления.

7. Вычислить внешние силы, действующие на каждый клин.

8. Определить положение сил, все другие координаты и приступить к расчету системы.

Для нашего примера вычертим половину обделки в масштабе $1/20$ и разделим свод на 6 клиньев равной длины. Длина каждого отрезка Δs получилась равной $1,0001 \text{ м} \approx 1 \text{ м}$.

Нагрузка

Определение свода давления

Имеем:

$$2a = 12,00 \text{ м};$$

$$b = 7,5 \text{ м};$$

$$f_{кр} = 3;$$

$$\varphi = 70^\circ;$$

$$a_1 = a + b \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = 6,00 + 7,5 \cdot 0,176 = 7,32 \text{ м};$$

$$h_1 = \frac{a_1}{f_{кр}} = \frac{7,32}{3} = 2,44 \text{ м}.$$

Построим параболу свода давления, найдем все необходимые размеры и покажем их на черт. 45.

Деформации a_{kn}^{cs} в рабочем проекте определяем суммированием по Симпсону, формула которого имеет вид:

$$\int_a^b f(x) dx \approx \frac{b-a}{3n} \left[y_0 + 2(y_2 + y_4 + \dots + y_{n-2}) + 4(y_1 + y_3 + \dots + y_{n-1}) + y_n \right] = \\ = \frac{\Delta s}{3} \left[y_0 + 4(y_1 + y_3 + \dots + y_{n-1}) + 2(y_2 + y_4 + \dots + y_{n-2}) + y_n \right]. \quad (52)$$

Здесь n — число равных делений интервала $b-a$ (при пользовании формулой Симпсона число n должно быть обязательно четным);

y — подынтегральная величина в пределах суммирования; для нашего случая это будет $\frac{M_k M_n}{I}$ или $\frac{N_k N_n}{F}$;

Δs — длина отрезка в нашем примере, равная 1 м.

Вычисление подынтегральных величин проведем в таблицах.

Деформации замкового сечения свода

Деформации, не зависящие от нагрузки

$$a_{11}^{cs} = \int_0^{\frac{s}{2}} \frac{M_k M_n}{I} ds + \int_0^{\frac{s}{2}} \frac{N_k N_n}{F} ds. \quad (53)$$

Здесь $M_k = M_1 = 1$;

$M_n = M_1 = 1$;

$N_k = N_n = 0$.

Подставляя значение M_k , M_n , N_k и N_n в формулу (53), получим:

$$a_{11}^{cs} = \int_0^{\frac{s}{2}} \frac{M_1^2}{I} ds. \quad (54)$$

Подинтегральные величины $\frac{M_1^2}{I}$

№ сечения	Длина клина Δs м	Высота сечения d м	$\frac{1}{I} = \frac{12}{d^3}$ $\frac{1}{\text{м}^4}$	M_1^2 (мм) ²	$\frac{M_1^2}{I}$ (м/м) ²
1	2	3	4	5	6
0		0,40	187,500	1,00	187,500
1	1,00	0,42	161,970	1,00	161,970
2	1,00	0,45	131,688	1,00	131,688
3	1,00	0,49	101,998	1,00	101,998
4	1,00	0,54	76,208	1,00	76,208
5	1,00	0,60	55,556	1,00	55,556
6	1,00	0,70	34,985	1,00	34,985

$$a_{11}^{cs} = \frac{1,00}{3} \left[187,500 + 4(161,970 + 101,998 + 55,556) + \right. \\ \left. + 2(131,688 + 76,208) + 34,985 \right] = 638,791;$$

$$a_{12}^{cs} = a_{21}^{cs} = \int_0^{\frac{s}{2}} \frac{M_k M_n}{I} ds + \int_0^{\frac{s}{2}} \frac{N_k N_n}{F} ds. \quad (55)$$

Здесь $M_k = M_1 = 1$; $H_2 = 1$; $M_n = H_2 y = y$;
 $N_k = H_2 \cos \varphi = \cos \varphi$; $N_n = 0$.

После подстановки значений M_k , M_n , N_k и N_n в формулу (55) получим:

$$a_{12}^{cs} = a_{21}^{cs} = \int_0^{\frac{s}{2}} \frac{M_1 M_2}{I} ds. \quad (56)$$

Подинтегральные

№ сечения	Высота сечения d м	$\frac{1}{I}$ $\frac{1}{\text{м}^4}$	Ордината оси свода y м	$M_2 = H_2 y = 1 \cdot y$ мм	M_2^2 (мм) ²
1	2	3	4	5	6
0	0,40	187,500	0	0	0
1	0,42	161,970	0,10	0,10	0,01
2	0,45	131,688	0,41	0,41	0,168
3	0,49	101,998	0,85	0,85	0,723
4	0,54	76,208	1,38	1,38	1,904
5	0,60	55,556	2,03	2,03	4,121
6	0,70	34,985	2,80	2,80	7,840

$$a_{22}^{cs} = \frac{1,00}{3} \left[0 + 4(1,620 + 73,745 + 228,946) + 2(22,124 + 145,100) + 274,282 \right] + \frac{1,00}{3}$$

Определение подинтегральных величин $\frac{M_1 M_2}{I}$

№ сечения	$\frac{1}{I}$ $\frac{1}{\text{м}^4}$	Ордината оси свода y м	H_2 м	$M_2 = H_2 y$ тм	$M_1 M_2$ $(\text{тм})^2$	$\frac{M_1 M_2}{I}$ $(\text{т/м})^2$
1	2	3	4	5	6	7
0	187,500	0	1,00	0	0	0
1	161,970	0,10	1,00	0,10	0,10	16,197
2	131,688	0,41	1,00	0,41	0,41	53,992
3	101,998	0,85	1,00	0,85	0,85	86,698
4	76,208	1,38	1,00	1,38	1,38	105,167
5	55,556	2,03	1,00	2,03	2,03	112,779
6	34,985	2,80	1,00	2,80	2,80	97,958

$$a_{12}^{cs} = a_{21}^{cs} = \frac{1,00}{3} \left[0 + 4(16,197 + 86,698 + 112,779) + \right. \\ \left. + 2(53,992 + 105,167) + 97,958 \right] = 426,324;$$

$$a_{22}^{cs} = \int_0^{\frac{s}{2}} \frac{M_k M_n}{I} ds + \int_0^{\frac{s}{2}} \frac{N_k N_n}{F} ds. \quad (57)$$

Здесь $M_k = M_2 = H_2 y = y$; $H_2 = 1$;

$M_n = M_2 = H_2 y = y$; $N_k = N_n = H_2 \cos \varphi = \cos \varphi$.

Подставляя значение M_k , M_n , N_k и N_n в формулу (57), найдем:

$$a_{22}^{cs} = \int_0^{\frac{s}{2}} \frac{M_2^2}{I} ds + \int_0^{\frac{s}{2}} \frac{N_2^2}{F} ds. \quad (58)$$

Углы наклона сечений φ , определяемые графически, показаны на черт. 45.

величины $\frac{M_2^2}{I}$ и $\frac{N_2^2}{F}$

Таблица 14

$\frac{M_2^2}{I}$ $(\text{т/м})^2$	$N_2 = H_2 \cos \varphi =$ $= 1 \cdot \cos \varphi$ м	N_2^2 м^2	$F = 1 \cdot d$ м^2	$\frac{N_2^2}{F}$ $(\text{т/м})^2$
7	8	9	10	11
0	1,00	1,00	0,40	2,500
1,620	0,979	0,958	0,42	2,281
22,124	0,926	0,857	0,45	1,904
73,745	0,869	0,755	0,49	1,541
145,100	0,800	0,640	0,54	1,185
228,946	0,709	0,503	0,60	0,838
274,282	0,613	0,376	0,70	0,537

$$\left[2,50 + 4(2,281 + 1,541 + 0,838) + 2(1,904 + 1,185) + 0,537 \right] = 608,658 + 9,285 = 617,943$$

Определение ΣP_1 и M_1' от

№ сечения	Высота сечения d м	Средняя высота сечения d_{cp} м	Объемный вес бетона γ_b т/м ³	Вес клина $P_1 = d_{cp} d_s \gamma_b$ т	ΣP_1 т	Абсцисса сечения x м
1	2	3	4	5	6	7
0	0,40				0	0
1	0,42	0,410		0,902	0,902	0,99
2	0,45	0,485		0,957	1,859	1,94
3	0,49	0,470	2,20	1,034	2,893	2,82
4	0,54	0,515		1,133	4,026	3,65
5	0,60	0,570		1,254	5,280	4,41
6	0,70	0,650		1,430	6,710	5,08

Примечание. Сила P_1 от собственного веса свода приложена в середине длины дуги клина.

Определение ΣP_2 и M_2'

№ сечения	Высота породы над швом h_1 м	Средняя высота породы над швом h_{1cp} м	Ширина столба породы над швом b м	Объемный вес породы γ_{1p} т/м ³	Вес столба породы над швом P_2 т	ΣP_2 т
1	2	3	4	5	6	7
0	2,44					0
1	2,51	2,475	1,02		6,311	6,311
2	2,67	2,590	1,00		6,475	12,786
3	2,90	2,785	0,94	2,50	6,545	19,331
4	3,16	3,030	0,87		6,590	25,921
5	3,50	3,330	0,80		6,660	32,581
6	3,95	3,725	0,70		6,519	39,100

Примечание. Сила P_2 от веса породы приложена в центре тяжести трапеции.

Определение ΣE и M_e от бокового

№ сечения	Расчетная высота породы над швом h м	Единичное боковое давление e т/пог. м	Среднее единичн. боковое давл. e_{cp} т/пог. м	$h_{n+1} - h_n$ м	Боковое давление на клин E т	ΣE т
1	2	3	4	5	6	7
0	2,44	0,189				0
1	2,55	0,197	0,1930	0,11	0,021	0,021
2	2,84	0,220	0,2085	0,29	0,060	0,081
3	3,26	0,252	0,2360	0,42	0,099	0,180
4	3,81	0,295	0,2735	0,55	0,150	0,330
5	4,49	0,348	0,3215	0,68	0,219	0,549
6	5,24	0,406	0,3770	0,75	0,283	0,832

Примечание. $e = h \gamma_2 \operatorname{tg}^2 \left(\frac{90^\circ - 70^\circ}{2} \right) = 0,07744h$; сила E от бокового

собственного веса свода

Таблица 15

Плечо сил x_1 м	$M_s = P_1 x_1$ тм	ΣM_s тм	$x \Sigma P_1$ тм	$M_1' = \Sigma M_s - x \Sigma P_1$ тм
8	9	10	11	12
0		0	0	0
0,50	0,451	0,451	0,893	- 0,442
1,47	1,407	1,858	3,606	- 1,748
2,39	2,471	4,329	8,158	- 3,829
3,25	3,682	8,011	14,695	- 6,684
4,05	5,079	13,090	23,285	- 10,195
4,76	6,807	19,897	34,087	- 14,190

дуги клина.

от веса породы

Таблица 16

Абсцисса центра тяжести сечения x м	Плечо силы x_2 м	$M_s = P_2 x_2$ тм	ΣM_s тм	$x \Sigma P_2$ тм	$M_2' = \Sigma M_s - x \Sigma P_2$ тм
8	9	10	11	12	13
0			0	0	0
0,99	0,52	3,282	3,282	6,248	- 2,966
1,94	1,53	9,907	13,189	24,805	- 11,616
2,82	2,50	16,363	29,552	54,513	- 24,961
3,65	3,40	22,406	51,958	94,612	- 42,654
4,41	4,24	28,238	80,196	143,682	- 63,486
5,08	4,98	32,465	112,661	198,628	- 85,967

трапеции.

активного давления породы

Таблица 17

Ордината оси свода y м	Плечо сил y_1 м	$M_s = E y_1$ тм	ΣM_s тм	$y \Sigma E$ тм	$M_e = \Sigma M_s - y \Sigma E$ тм
8	9	10	11	12	13
0			0	0	0
0,10	- 0,14	- 0,003	- 0,003	0,002	- 0,005
0,41	0,06	0,004	0,001	0,033	- 0,032
0,85	0,41	0,041	0,042	0,153	- 0,111
1,38	0,91	0,137	0,179	0,455	- 0,276
2,03	1,51	0,331	0,510	1,114	- 0,604
2,80	2,22	0,628	1,138	2,330	- 1,192

активного давления породы приложена в центре тяжести трапеции.

Деформации, зависящие от нагрузки

$$a_{10}^{cs} = \int_0^{\frac{s}{2}} \frac{M_k M_n}{I} ds + \int_0^{\frac{s}{2}} \frac{N_k N_n}{F} ds. \quad (59)$$

Здесь $M_k = M_1 = 1$;

$M_n = \sum M(P_1, P_2, E) = M_0$;

$N_k = 0$,

P_1 — вертикальная нагрузка на свод от грунта;

P_2 — собственный вес свода;

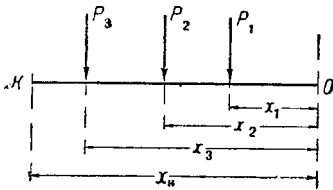
E — боковое активное давление грунта на свод;

$$N_n = H_0 \cos \varphi + Q_0 \sin \varphi,$$

где $H_0 = -E$;

$$Q_0 = \sum (P_1 + P_2).$$

Подставляя значение M_k , M_n , N_k и N_n в формулу (59), получим



Черт. 46

$$a_{10}^{cs} = \int_0^{\frac{s}{2}} \frac{M_1 M_0}{I} ds. \quad (60)$$

M_0 определяем по формуле

$$M_0 = \sum M_s - x \sum P_s,$$

где $\sum M_s$ — сумма моментов всех сил, лежащих правее рассматриваемого сечения;

$\sum P_s$ — сумма тех же сил;

x — абсцисса центра тяжести рассматриваемого сечения.

Предположим, имеем силы P_1, P_2, P_3 и т. д., найдем момент правых сил относительно точки k (черт. 46).

Умножая силы на соответствующие плечи, получим:

$$\begin{aligned} M_0 &= -P_1(x_k - x_1) - P_2(x_k - x_2) - P_3(x_k - x_3) = \\ &= -P_1 x_k + P_1 x_1 - P_2 x_k + P_2 x_2 - P_3 x_k + P_3 x_3 = \\ &= P_1 x_1 + P_2 x_2 + P_3 x_3 - x_k (P_1 + P_2 + P_3) = \\ &= \sum M_s - x \sum P_s. \end{aligned} \quad (61)$$

В табл. 15, 16 и 17 приведено вычисление величин M_s и $\sum P_s$ от различных нагрузок.

№ сечений	$\frac{1}{I}$	M_1'	M_2'	M_e	M_0	M_1	$\frac{M_1 M_0}{I}$
	$\frac{1}{\text{м}^4}$	тм	тм	тм	тм	тм	$(\text{т/м})^2$
1	2	3	4	5	6	7	8
0	187,500	0	0	0	0	1,00	0
1	161,970	— 0,442	— 2,966	— 0,005	— 3,413	1,00	— 552,804
2	131,688	— 1,748	— 11,616	— 0,032	— 13,396	1,00	— 1764,092
3	101,998	— 3,829	— 24,961	— 0,111	— 28,901	1,00	— 2947,844
4	76,208	— 6,684	— 42,654	— 0,276	— 49,614	1,00	— 3780,984
5	55,556	— 10,195	— 63,486	— 0,604	— 74,285	1,00	— 4126,977
6	34,985	— 14,190	— 85,967	— 1,192	— 101,349	1,00	— 3545,695

$$a_{10}^{ca} = -\frac{1,00}{3} [0 + 4(552,804 + 2947,844 + 4126,977) + 2(1764,092 + 3780,984) + 3545,695] = -15048,782$$

$$a_{20}^{ca} = \int_0^{\frac{s}{2}} \frac{M_k M_n}{I} ds + \int_0^{\frac{s}{2}} \frac{N_k N_n}{F} ds. \quad (62)$$

Здесь $H_2 = 1$; $N_k = N_2 = H_2 \cos \varphi = \cos \varphi$;
 $M_k = M_2 = H_2 y = y$; $N_n = N_0 = \sum P \sin \varphi - \sum E \cos \varphi$;
 $M_n = \sum M(P_1, P_2, E)$; $\sum P = P_1 + P_2$.

Подставляя значение M_k , M_n , N_k и N_n в формулу (62), получим:

$$a_{20}^{ca} = \int_0^{\frac{s}{2}} \frac{M_2 M_0}{I} ds + \int_0^{\frac{s}{2}} \frac{N_2 N_0}{F} ds. \quad (63)$$

Таблица 19

Подинтегральные величины $\frac{M_2 M_0}{I}$

№ сечения	$\frac{1}{I}$	M_2	M_0	$M_2 M_0$	$\frac{M_2 M_0}{I}$
	$\frac{1}{\text{м}^4}$	тм	тм	$(\text{тм})^2$	$(\text{т/м})^2$
1	2	3	4	5	6
0	187,500	0	0	0	0
1	161,970	0,10	— 3,413	— 0,3413	— 55,280
2	131,688	0,41	— 13,396	— 5,492	— 723,230
3	101,998	0,85	— 28,901	— 24,566	— 2505,683
4	76,208	1,38	— 49,614	— 68,467	— 5217,733
5	55,556	2,03	— 74,285	— 150,799	— 8377,789
6	34,985	2,80	— 101,349	— 283,777	— 9927,938

Примечание. Значения M_2 и M_0 взяты из табл. 14 и 18.

№ сечения	Высота сечения d м	Площадь сечения $F = d \cdot 1 \text{ м}^2$	$\sin \varphi_x$	$\cos \varphi_x$	ΣP_1 м	ΣP_2 м	ΣP м
1	2	3	4	5	6	7	8
0	0,40	0,40	0	1,00	0	0	0
1	0,42	0,42	0,205	0,979	0,902	6,311	7,213
2	0,45	0,45	0,377	0,926	1,859	12,786	14,645
3	0,49	0,49	0,495	0,869	2,893	19,331	22,224
4	0,54	0,54	0,600	0,800	4,026	25,921	29,947
5	0,60	0,60	0,705	0,709	5,280	32,581	37,861
6	0,70	0,70	0,792	0,613	6,710	39,100	45,810

$\Sigma P \sin \varphi_x$ м	ΣE м	$\Sigma E \cos \varphi_x$ м	$N_0 = \Sigma P \sin \varphi_x - \Sigma E \cos \varphi_x$ м	N_2 м	$N_2 N_0$ м ²	$\frac{N_2 N_0}{F}$ (м/м) ²
9	10	11	12	13	14	15
0	0	0	0	1,00	0	0
1,479	0,021	0,021	1,458	0,979	1,427	3,398
5,521	0,081	0,075	5,446	0,926	5,043	11,207
11,001	0,180	0,156	10,845	0,869	9,424	19,233
17,968	0,330	0,264	17,704	0,800	14,163	26,228
26,692	0,549	0,389	26,303	0,709	18,649	31,082
36,282	0,832	0,510	35,772	0,613	21,923	31,326

$$a_{20}^{cs} = -\frac{1,00}{3} \left[0 + 4(55,280 + 2505,683 + 8377,789) + \right. \\ \left. + 2(723,230 + 5217,733) + 9927,938 \right] + \\ + \frac{1,00}{3} \left[0 + 4(3,398 + 19,233 + 31,082) + 2(11,207 + 26,228) + 31,326 \right] = \\ = -21854,957 + 107,016 = -21747,941$$

Деформации стенки

Деформации, не зависящие от нагрузки
Имеем формулу (15а)

$$n_1 = A(h_x Q' + 2M_0);$$

$$A = \frac{6h_y}{3\mu h_x h_y^2 + 4h_y^3 + m h_x^3} = \\ = \frac{6 \cdot 4,70}{3 \cdot 0,3 \cdot 1,2 \cdot 4,70^2 + 4 \cdot 4,70^3 + 1,25 \cdot 1,2^3} = 0,0639.$$

По формуле (19)

$$a_{11}^{cs} = \frac{n_1'}{h_y} b,$$

где $n_1' = A(h_x Q' + 2M_0)$.

При $M_0 = 1$; $Q' = 0$ и $b = 1$

$$n_1' = A \cdot 2 = 0,0639 \cdot 2 = 0,1278;$$

$$a_{11}^{cm} = \frac{0,1278}{4,70} = 0,0272.$$

По формуле (20)

$$a_{12}^{cm} = a_{21}^{cm} = \frac{n_1'}{h_y} b h = \frac{0,1278}{4,70} \cdot 1 \cdot 7,30 = 0,1985.$$

По формуле (22)

$$a_{22}^{cm} = -\frac{n_1''}{h_y} b,$$

где $n_1'' = A(h_x Q' + 2M_0)$;

$$H_2 = 1;$$

$$M_0 = H_2 h = h;$$

$$Q' = 0;$$

$$n_1'' = 0,0639 \cdot 2 \cdot 7,30 = 0,9329;$$

$$a_{22}^{cm} = \frac{0,9329}{4,70} \cdot 7,30 = 1,449.$$

Деформации, зависящие от нагрузки
По формуле (23)

$$a_{10}^{cm} = \frac{n_1^0}{h_y} b,$$

где $n_1^0 = A(h_x Q' + 2M_0)$;

$$Q' = P + p + G;$$

$$M_0 = \Sigma M_s + \Sigma M_i;$$

$$P = 45,810 \text{ м (из табл. 20);}$$

$$p = \frac{4,34 + 3,95}{2} \cdot 0,67 \cdot 2,50 = 6,943 \text{ м (см. черт. 45);}$$

$$G = \Delta G_1 + \Delta G_2 + \Delta G_3 + \Delta G_4 + \Delta G_5 + \Delta G_6.$$

Из черт. (45) имеем:

$$\Delta G_1 = \frac{0,70 \cdot 0,95}{2} 1 \cdot 2,20 = 0,732 \text{ м};$$

$$\Delta G_2 = \frac{1,00 \cdot 0,33}{2} 1 \cdot 2,20 = 0,363 \text{ м};$$

$$\Delta G_3 = \frac{1,00 + 0,72}{2} 1 \cdot 1 \cdot 2,20 = 1,892 \text{ м};$$

$$\Delta G_4 = \frac{0,72 + 0,72}{2} 1 \cdot 1 \cdot 2,20 = 1,584 \text{ м};$$

$$\Delta G_5 = \frac{0,72 + 0,98}{2} 1 \cdot 1 \cdot 2,20 = 1,870 \text{ м};$$

$$\Delta G_6 = \frac{0,98 + 1,20}{2} 1 \cdot 1 \cdot 2,20 = 2,398 \text{ м};$$

$$G = 0,732 + 0,363 + 1,892 + 1,584 + 1,870 + 2,398 = 8,839 \text{ м};$$

$$Q' = 45,810 + 6,943 + 8,839 = 61,592 \text{ т}.$$

$\sum M_1$ — сумма моментов вертикальных сил около точки O (черт. 45).

$$\sum M_e = \sum M(P_1, P_2, p, G);$$

$$\sum M_{P_1} = -0,902 \cdot 5,50 - 0,957 \cdot 4,53 - 1,034 \cdot 3,61 - 1,133 \cdot 2,75 -$$

$$- 1,254 \cdot 1,95 - 1,430 \cdot 1,24 = -20,363 \text{ тм};$$

$$\sum M_{P_2} = -6,311 \cdot 5,48 - 6,475 \cdot 4,47 - 6,545 \cdot 3,50 - 6,590 \cdot 2,60 -$$

$$- 6,660 \cdot 1,76 - 6,519 \cdot 1,02 = -121,940 \text{ тм};$$

$$M_p = -p \Delta p = -6,943 \cdot 0,33 = -2,291 \text{ тм};$$

$$M_G = \sum M_{\Delta G};$$

$$M_{\Delta G_1} = -0,732 \cdot 0,63 = -0,461 \text{ тм};$$

$$M_{\Delta G_2} = -0,363 \cdot 0,74 = -0,269 \text{ тм};$$

$$M_{\Delta G_3} = -1,892 \cdot 0,46 = -0,870 \text{ тм};$$

$$M_{\Delta G_4} = -1,584 \cdot 0,36 = -0,570 \text{ тм};$$

$$M_{\Delta G_5} = -1,870 \cdot 0,36 = -0,673 \text{ тм};$$

$$M_{\Delta G_6} = -2,398 \cdot 0,56 = -1,343 \text{ тм};$$

$$M_G = -0,461 - 0,269 - 0,870 - 0,570 - 0,673 - 1,343 =$$

$$= -4,186 \text{ тм}.$$

$\sum M_2$ — сумма моментов горизонтальных сил около точки O .

$$\sum M_2 = M_e + M_{\Delta e};$$

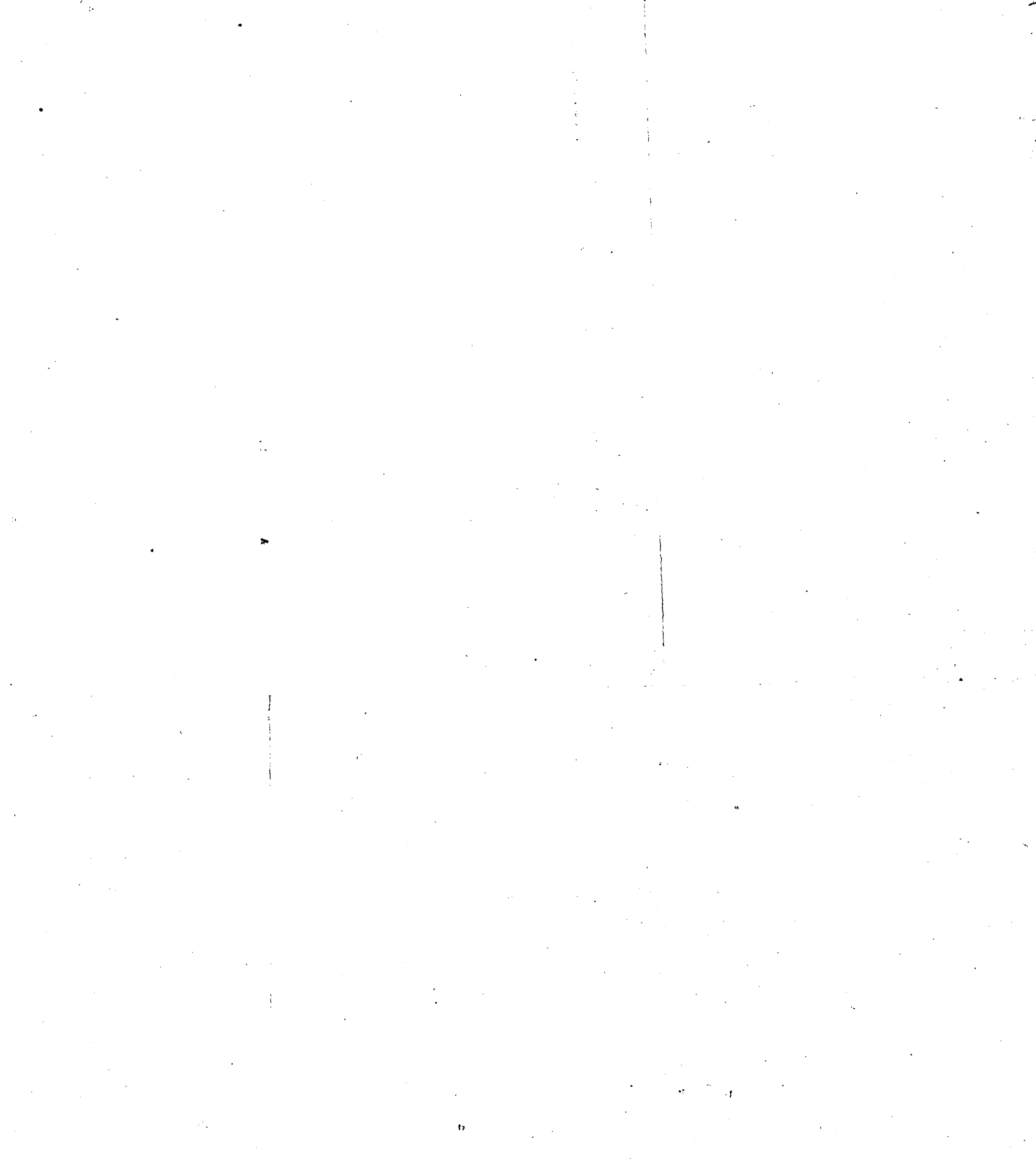
$$M_e = -0,189 \cdot 2,80 \left[4,70 + \frac{2,80}{2} \right] = -3,228 \text{ тм};$$

$$M_{\Delta e} = -\frac{0,406 - 0,189}{2} 2,80 \left[4,70 + \frac{2,80}{3} \right] = -1,711 \text{ тм};$$

$$M_0 = -[20,363 + 121,940 + 2,291 + 4,186 + 3,228 + 1,711] =$$

$$= -153,719 \text{ тм};$$

$$n_1^0 = 0,0639(1,20 \cdot 61,592 - 2 \cdot 153,719) = -14,922;$$



$$a_{10}^{cm} = -\frac{14,922}{4,70} = -3,175;$$

$$a_{20}^{cm} = -\frac{14,922}{4,70} 7,30 = -23,177.$$

Деформации замкового сечения системы

Определяем по формуле

$$a_{кп} = a_{кп}^{cs} + \rho a_{кп}^{cm},$$

$$\text{где } \rho = \frac{E_{cs}}{k_y b} = \frac{140\,000}{40\,100} = 35;$$

$$a_{11} = 638,791 + 35 \cdot 0,0272 = 639,743;$$

$$a_{12} = a_{21} = 426,324 + 35 \cdot 0,1985 = 433,272;$$

$$a_{22} = 617,943 + 35 \cdot 1,449 = 668,658;$$

$$a_{10} = -15\,048,782 - 35 \cdot 3,175 = -15\,159,907;$$

$$a_{20} = -21\,747,941 - 35 \cdot 23,177 = -22\,559,136.$$

Усилия в своде

Определение статически неопределимых величин M_1 и H_2 системы

По формулам (2)

$$\begin{aligned} M_1 &= \frac{a_{10}a_{22} - a_{20}a_{12}}{a_{12}a_{21} - a_{11}a_{22}} = \frac{-15\,159,907 \cdot 668,658 + 22\,559,136 \cdot 433,272}{433,272^2 - 639,743 \cdot 668,658} = \\ &= \frac{-362\,551,122}{-240\,044,649} = +1,510 \text{ тм}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_2 &= \frac{a_{20}a_{11} - a_{10}a_{21}}{a_{12}a_{21} - a_{11}a_{22}} = \frac{-22\,559,136 \cdot 639,743 + 15\,159,907 \cdot 433,272}{433,272^2 - 639,743 \cdot 668,658} = \\ &= \frac{-7\,863\,686,116}{-240\,044,649} = +32,579 \text{ т}. \end{aligned}$$

Момент в сечениях свода найдем по формуле

$$M_x = M_1 + M_0 + H_2 y. \quad (64)$$

Здесь M_0 — момент внешних сил в рассматриваемом сечении основной системы.

№ сечения	M_1 тм	M_0 тм	H_2 т	y м	H_2y тм	M_x тм
1	2	3	4	5	6	7
0		0		0	0	+ 1,51
1		- 3,413		0,10	3,258	+ 1,355
2		-13,396		0,41	13,357	+ 1,471
3	1,51	-28,901	32,579	0,85	27,692	+ 0,301
4		-49,614		1,38	44,959	- 3,145
5		-74,285		2,03	66,135	- 6,640
6		-101,349		2,80	91,221	- 8,618

Нормальная сила для тех же сечений

$$N_x = H_2 \cos \varphi_x + \sum P \sin \varphi_x - \sum E \cos \varphi_x \quad (65)$$

Таблица 22

Определение N_x в сечениях свода

№ сечения	$\sin \varphi_x$	$\cos \varphi_x$	H_2	$H_2 \cos \varphi_x$	$\sum P$	$\sum P \sin \varphi_x$	$\sum E$	$\sum E \cos \varphi_x$	N_x
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	0	1,00		32,579	0	0	0	0	32,579
1	0,205	0,979		31,895	7,213	1,479	0,021	0,021	33,353
2	0,377	0,926		30,168	14,645	5,521	0,081	0,075	35,614
3	0,495	0,869	32,579	28,311	22,224	11,001	0,180	0,156	39,156
4	0,600	0,800		26,063	29,947	17,968	0,330	0,264	43,767
5	0,705	0,709		23,099	37,861	26,692	0,549	0,389	49,402
6	0,792	0,613		19,971	45,810	36,282	0,832	0,510	55,743

Перерезывающая сила для тех же сечений свода

$$Q_x = \sum P \cos \varphi_x + \sum E \sin \varphi_x - H_2 \sin \varphi_x \quad (66)$$

Определение напряжений

№ сечения	N т	F м ²	$\frac{N}{F}$ т/м ²	d м	e м	be м	$\frac{6e}{d}$
1	2	3	4	5	6	7	8
0	32,579	0,40	81,493	0,40	+ 0,046	+ 0,276	+ 0,690
1	33,353	0,42	79,420	0,42	+ 0,041	+ 0,246	+ 0,586
2	35,614	0,45	79,142	0,45	+ 0,041	+ 0,246	+ 0,547
3	39,156	0,49	79,910	0,49	+ 0,008	+ 0,048	+ 0,098
4	43,767	0,54	81,050	0,54	0,072	- 0,432	- 0,800
5	49,402	0,60	82,337	0,60	- 0,134	- 0,804	- 1,360
6	55,743	0,70	79,633	0,70	- 0,155	- 0,990	- 1,414

Примечание. Сжимающие напряжения положительны, растягиваю-

Определение Q_x в сечениях свода

№ сечения	$\sin \varphi_x$	$\cos \varphi_x$	ΣP т	$\Sigma P \cos \varphi_x$ т	ΣE т	$\Sigma E \sin \varphi_x$ т	H_2 т	$H_2 \sin \varphi_x$ т	Q_x т
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	0	1,00	0	0	0	0		0	0
1	0,205	0,979	7,213	7,062	0,021	0,004	32,579	6,679	0,387
2	0,377	0,926	14,645	13,561	0,081	0,031		12,282	1,310
3	0,495	0,869	22,224	19,313	0,180	0,089		16,127	3,275
4	0,600	0,800	29,947	23,958	0,330	0,198		19,547	4,609
5	0,705	0,709	37,869	26,843	0,549	0,387		22,968	4,262
6	0,792	0,613	45,810	28,082	0,832	0,659		25,803	2,938

Эксцентриситет для сечений свода найдем по формуле

$$e = \frac{M_x}{N_x}$$

Таблица 24

Определение эксцентриситета в сечениях свода

№ сечения	0	1	2	3	4	5	6
M_x	+ 1,51	+ 1,355	+ 1,471	+ 0,301	- 3,145	- 6,640	- 8,618
N_x	32,579	33,353	35,614	39,156	43,767	49,402	55,743
e_x	+ 0,046	+ 0,041	+ 0,041	+ 0,008	- 0,072	- 0,134	- 0,155

Таблица 25

в сечениях свода $n = \frac{N}{F} \left[1 \pm \frac{6e}{d} \right]$

$1 + \left[\frac{6e}{d} \right]$	$1 - \left[\frac{6e}{d} \right]$	Напряжения в верхних волокнах		Напряжения в нижних волокнах	
		т/м ²	кг/см ²	т/м ²	кг/см ²
9	10	11	12	13	14
1,690	0,310	137,723	13,77	25,263	2,53
1,586	0,414	125,960	12,60	32,880	3,29
1,547	0,453	122,433	12,24	35,851	3,59
1,098	0,902	87,741	8,77	72,079	7,21
0,200	1,800	16,210	1,62	145,890	14,59
- 0,360	2,360	- 29,641	- 2,96	194,315	19,43
- 0,414	2,414	- 32,968	- 3,30	192,234	19,22

щие отрицательны.

В сечениях свода № 5 и 6 кривая давления вышла из ядра сечения, вследствие чего получились растягивающие напряжения $n_5 = -2,96 \text{ кг/см}^2$ и $n_6 = -3,30 \text{ кг/см}^2$.

В бетонных сооружениях нормами допускаются растягивающие напряжения при изгибе и внецентренном сжатии для бетона марки R-110 не свыше $4,5 \text{ кг/см}^2$.

Проверим для тех же сечений сжимающие напряжения при эксцентрично приложенной силе по формуле (49):

$$n = \frac{2N}{300s},$$

где $s = \frac{d}{2} - e$.

Для сечения № 5

$$N = 49\,402 \text{ кг};$$

$$d = 60 \text{ см};$$

$$e = 13,4 \text{ см};$$

$$s = \frac{60}{2} - 13,4 = 16,6 \text{ см};$$

$$n_5 = \frac{2 \cdot 49\,402}{300 \cdot 16,6} = 19,84 \text{ кг/см}^2.$$

Для сечения № 6

$$N = 55\,743 \text{ кг};$$

$$d = 70 \text{ см};$$

$$e = 15,5 \text{ см};$$

$$s = \frac{70}{2} - 15,5 = 19,5 \text{ см};$$

$$n_6 = \frac{2 \cdot 55\,743}{300 \cdot 19,5} = 19,057 \text{ кг/см}^2.$$

Проверку на скалывающие напряжения в своде не делаем ввиду малых значений перерезывающей силы.

Полученные растягивающие и сжимающие напряжения в своде не превышают допускаемых, поэтому свод оставляем без изменения.

Расчет стенки

Напряжения на грунт.

Расчет стенки в рабочем проекте проводится тем же методом, как и в техническом проекте.

Расчетная схема изображена на черт. 45. Определяем напряжения на грунт n_1, n_2, n_2' .

По формулам (15а, 16, 18) найдем

$$n_1 = A(h_x Q' + 2M_0).$$

Здесь $Q' = \sum P + p + G = 45,810 + 6,943 + 8,339 = 61,092 \text{ м};$

$$M_0 = M_n + H_n h'_y - Q_n q - Gg - p\Delta p;$$

$$Q_n = \sum P = 45,810 \text{ м};$$

$$H_n = H_2 - \sum E = 32,579 - 0,832 = 31,747 \text{ м};$$

$$M_0 = -8,618 + 31,747 \cdot 4,50 - 45,810 \cdot 0,92 - 4,186 - 2,291 = +85,620 \text{ мм};$$

$$n_1 = 0,0639 (h_x Q' + 2M_0) = 0,0639 (1,20 \cdot 61,092 + 2 \cdot 85,620) = 15,627 \text{ м/м}^2 \approx 1,56 \text{ кг/см}^2;$$

$$n_2 = \frac{2n_1(h_y^3 + mh_x^3)}{3h_x^2 h_y} - \frac{2M_0}{h_x^2} =$$

$$= \frac{2 \cdot 15,627(4,70^3 + 1,25 \cdot 1,2^3)}{3 \cdot 1,2^2 \cdot 4,70} - \frac{2 \cdot 85,620}{1,2^2} = 44,223 \text{ м/м}^2 \approx 4,42 \text{ кг/см}^2;$$

$$n_2' = n_2 - \frac{mn_1 h_x}{h_y} = 44,223 - \frac{1,25 \cdot 15,627 \cdot 1,2}{4,70} = 39,236 \text{ м/м}^2 \approx 3,92 \text{ кг/см}^2.$$

Проверим устойчивость стенки из условий равновесия

$$\begin{aligned} \sum M &= 0; \\ \sum Y &= 0 \end{aligned}$$

на скольжение

$$S_2 = 0,5 h_y n_1 - H_n \leq \mu_2 \frac{n_2 + n_2'}{2} h_x.$$

Момент активных сил M_0 относительно точки O (черт. 45) получен ранее: $M_0 = +85,620 \text{ мм}.$

Момент реактивных сил относительно той же точки найдем:

$$\begin{aligned} M_0' &= -\frac{n_1 h_y^2}{3} + \frac{h_x^2}{6} (2n_2' + n_2) = -\frac{15,627 \cdot 4,70^2}{3} + \\ &+ \frac{1,20^2}{6} (2 \cdot 39,236 + 44,223) = -85,620 \text{ мм} \end{aligned}$$

или

$$\sum M = M_0 + M_0' = 85,620 - 85,620 = 0;$$

$$\sum Y = Q_n + p + G - \frac{n_2 + n_2'}{2} h_x - \frac{n_1 h_y}{2} \mu_1 =$$

$$\begin{aligned} &= 45,810 + 6,943 + 8,339 - \frac{44,223 + 39,236}{2} \cdot 1,2 - \frac{15,627 \cdot 4,70}{2} \cdot 0,3 = \\ &= +61,092 - 61,092 = 0; \end{aligned}$$

$$S_2 = 0,5 \cdot 4,70 \cdot 15,627 - 31,747 \leq 0,5 \frac{44,223 + 39,236}{2} \cdot 1,2;$$

$$S_2 = 4,976 < 25,038;$$

μ_2 учитывает и коэффициент запаса.

Проверка показывает, что расчет проведен правильно.

Усилия в стенке

Момент M_x для любого сечения стенки относительно ее оси определяем согласно черт. 45:

$$M_x = M_n + H_n \Delta h - Q_n \Delta q + p \Delta p - \Delta H \Delta y - \Delta S_1 \frac{d_{cm}}{2} + \Delta G \Delta g, \quad (67)$$

где $\Delta H = \frac{n_1 + n_y}{2} b_0 y$;

$$\Delta S_1 = \mu_1 \Delta H;$$

$$n_y = n_1 \frac{h_y - y}{h_y};$$

Δq , Δp и Δg берем на черт. 45.

В формулу (67) M_n и $M_{\Delta G} = \Delta G \Delta g$ подставляем с их знаками.

В нашем примере M , N , Q и e стенки найдем для четырех сечений.

Результаты вычисления сведены в табл. 26, 27, 28, 29, 30.

Определение моментов в сечениях

№ сечения	ΔG_1	Δg_1	ΔG_2	Δg_2	ΔG_3	Δg_3	ΔG_4	Δg_4	ΔG_5	Δg_5	ΔG_6
	т	м	т	м	т	м	т	м	т	м	т
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1		-0,27		-0,38		-0,10		-		-	
2		-0,23		-0,36		-0,07		-		-	
3	0,732	-0,13	0,363	-0,25	1,892	+0,03	1,584	+0,02	1,870	+0,13	2,398
4		0		-0,11		+0,18		+0,26		+0,26	

Определение моментов

№ сечения	M_n	H_n	Δh	$H_n \Delta h$	Q_n	Δq	$Q_n \Delta q$	p	Δp	$p \Delta p$	n_1
	тм	т	м	тм	т	м	тм	т	м	тм	т/м ²
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	8,618	31,747	1,5	47,620	45,810	0,57	26,118	6,943	0,01	0,069	15,627
2			2,5	79,367		0,53	24,279		0,05	0,347	
3			3,5	111,115		0,45	20,616		0,15	1,041	
4			4,5	142,862		0,32	14,659		0,28	1,944	

В сечении стенки № 1 кривая давления вышла из ядра сечения, вследствие чего получилось растягивающее напряжение $n_1 = -4,39 \text{ кг/см}^2$, но его величина не превышает допускаемого ($4,5 \text{ кг/см}^2$).

Проверим для тех же сечений скальвающие напряжения и сжимающие напряжения при эксцентрично приложенной силе.

Сечение № 1.

Имеем:

$$Q = 9985 \text{ кг}; d = 72 \text{ см}; b = 100 \text{ см}; N = 49211 \text{ кг};$$

$$e = 19,7 \text{ см}; s = \frac{72}{2} - 19,7 = 16,3 \text{ см};$$

$$t = \frac{3}{2} \frac{Q}{db} = \frac{3}{2} \cdot \frac{9985}{72 \cdot 100} = 2,066 \text{ кг/см}^2 < 4,5 \text{ кг/см}^2;$$

$$n = \frac{2N}{300s} = \frac{2 \cdot 49211}{300 \cdot 16,3} = 20,127 \text{ кг/см}^2 < 38 \text{ кг/см}^2.$$

Рабочий проект несущей конструкции подземного сооружения с кривой давления и эпюрами представлен на черт. 47.

Таблица 26

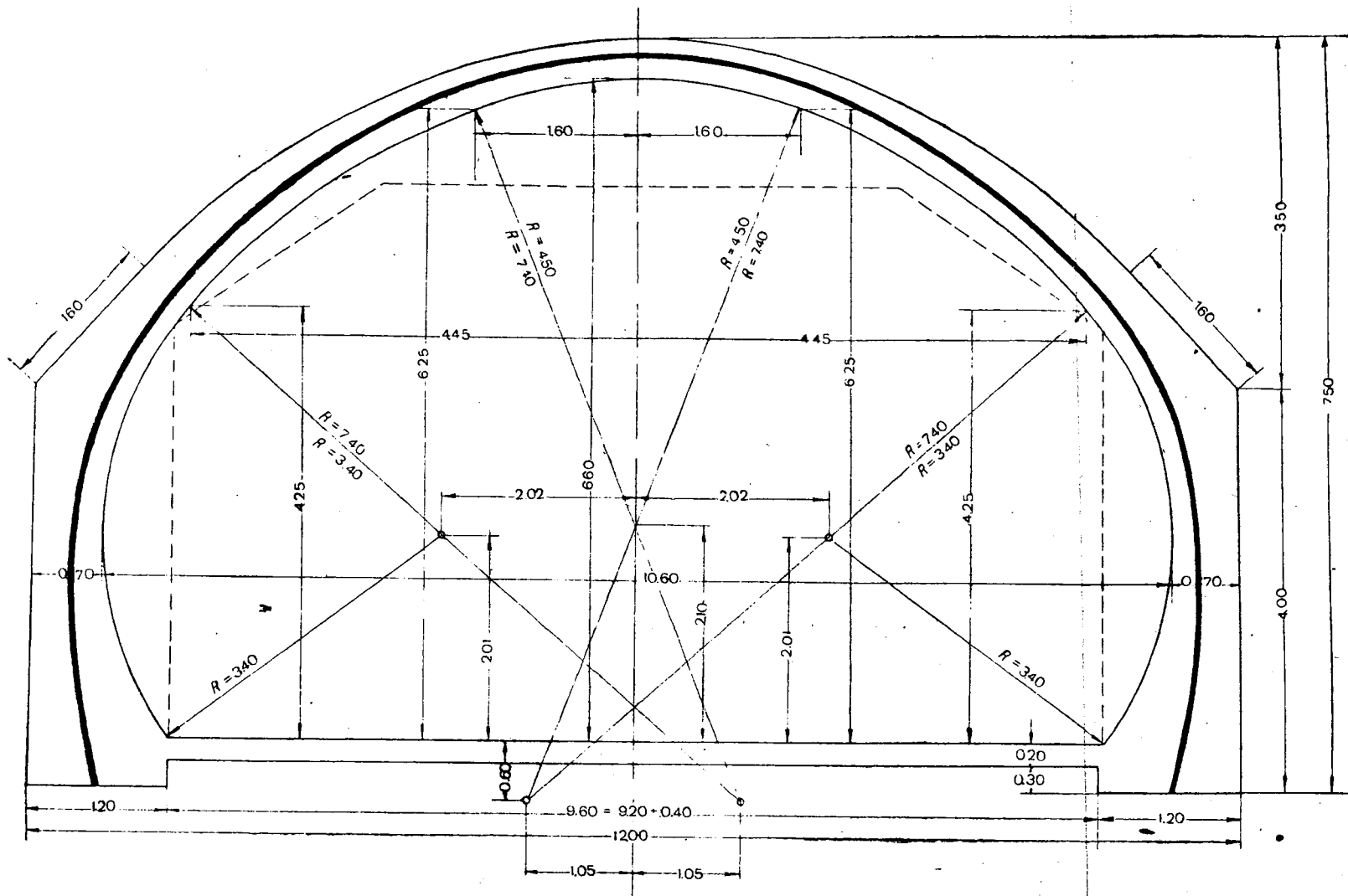
от собственного веса стенки $M_{\Delta G}$.

Δg_6	$M_{\Delta G_1}$	$M_{\Delta G_2}$	$M_{\Delta G_3}$	$M_{\Delta G_4}$	$M_{\Delta G_5}$	$M_{\Delta G_6}$	$M_{\Delta G}$
м	тм	тм	тм	тм	тм	тм	тм
13	14	15	16	17	18	19	20
	-0,198	-0,138	-0,189	-	-	-	-0,525
	-0,168	-0,131	-0,132	+0,032	-	-	-0,399
	-0,695	-0,091	+0,057	+0,206	+0,243	-	+0,320
+0,075	0	-0,040	+0,341	+0,412	+0,486	+0,180	+1,379

Таблица 27

в сечениях стенки

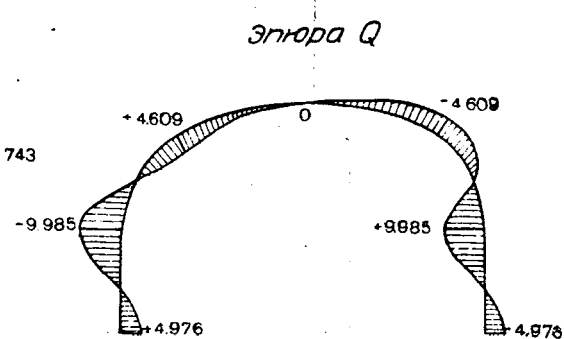
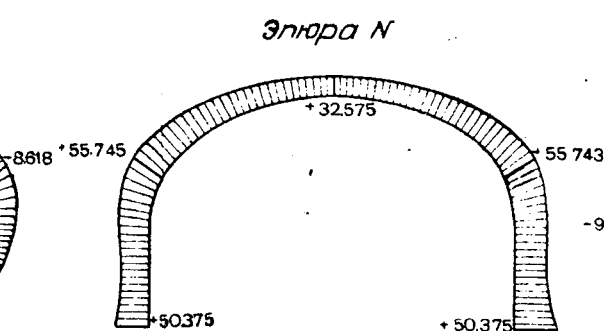
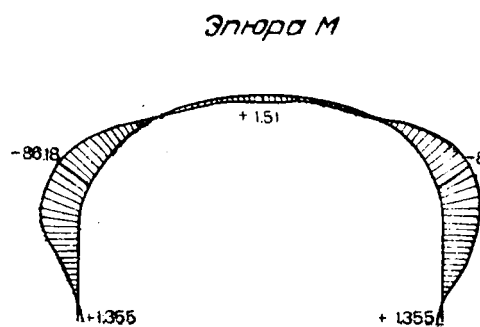
n_y	y	ΔH	Δy	$\Delta H \Delta y$	μ_1	ΔS_1	$\frac{d_{cm}}{2}$	$\Delta S_1 \frac{d_{cm}}{2}$	$M_{\Delta G}$	M_x
т/м ²	м	т	м	тм		т	м	тм	тм	тм
13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
9,975	1,70	21,762	0,912	19,847	0,3	6,529	0,35	2,285	-0,525	-9,704
6,650	2,70	30,074	1,531	46,043	0,3	9,022	0,39	3,519	-0,399	-3,144
3,323	3,70	35,061	2,250	78,887	0,3	10,518	0,50	5,259	+0,320	-0,904
0	4,70	36,723	3,133	115,053	0,3	11,017	0,60	6,610	+1,379	+1,355



Порода
 $I_{кр} = 3$

Объем выработки 71.50 м³/п.м
 Объем бетона 16.00 м³/п.м

Бетон
 $R_{3с} = 110$ кг/см²



Черт. 47. Рабочий проект несущей конструкции

Определение нормальных и перерезывающих сил в сечениях стенки

$$N = Q_{\pi} + p + \Delta G - \Delta S_1;$$

$$Q = -HQ + \Delta H$$

№ сечения	Q_{π} т	p т	ΔG т	ΔS_1 т	N т	H_{π} т	ΔH т	Q т
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	45,810	6,943	2,987	6,529	49,211	31,747	21,762	-9,985
2	45,810	6,943	4,571	9,022	48,302	31,747	30,074	-1,673
3	45,810	6,943	6,441	10,518	48,673	31,747	35,061	+3,314
4	45,810	6,943	8,639	11,017	50,375	31,747	36,723	+4,979

Определение напряжений

$$n = \frac{N}{F} \left[1 \pm \frac{6e}{d} \right]$$

№ сечения	N т	F м ²	$\frac{N}{F}$ т/м ²	d м	e м	$6e$ м	$\frac{6e}{d}$
1	2	3	4	5	6	7	8
1	49,211	0,72	68,349	0,72	-0,197	-1,182	-1,642
2	48,302	0,72	67,086	0,72	-0,065	-0,390	-0,542
3	48,673	0,98	49,666	0,98	-0,019	-0,114	-0,116
4	50,375	1,20	41,979	1,20	+0,027	+0,162	+0,135

Примечание. Сжимающие напряжения положительны, растягиваю-

От автора

В нашем примере мы получили максимальное $n = 19,43 \text{ кг/см}^2$ (в своде), что меньше допустимого для бетона марки R-110. Поэтому возможно или изменить марку бетона или уменьшить сроки распалубки, учтя это в проекте организации работ.

Эксцентриситеты приложения нормальной силы

$$e = \frac{M}{N}$$

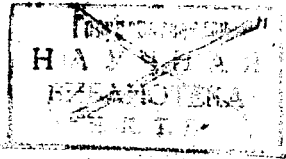
№ сечения	1			
	1	2	3	4
M т.м	- 9,704	- 3,144	+ 0,904	+ 1,355
N т	49,211	48,302	48,673	50,375
e м	- 0,197	- 0,065	- 0,019	+ 0,027

Таблица 30

в сечениях стенки

$1 + \left[\frac{6e}{d} \right]$	$1 - \left[\frac{6e}{d} \right]$	Напряжения в наружных волокнах		Напряжения во внутренних волокнах	
		кг/см^2	кг/см^2	т/м^2	кг/см^2
9	10	11	12	13	14
-0,642	2,642	-43,880	-4,39	180,578	18,06
+0,458	1,542	30,725	3,07	103,447	10,34
+0,884	1,116	43,900	4,39	55,450	5,55
+1,135	0,865	47,646	4,76	36,312	3,63

щие отрицательны.



Техн. редактор *Никитин Г. Н.*

Отв. корректор *Завилейская Н. Л.*

Сдано в набор 26.1.38

Подписано к печати 17.2.38

Бумага 60 × 92¹/₁₆

4⁵/₈ печ. листа по 48 000 букв. зн.

Авт. лист. 4,5

Уполном. Главлита Г-4505

Зак. 82

Тираж 2000

Типография ВИА РККА, М. Вузовский пер., 8

Прошу внести следующие исправления:

Стр.	Строка	Напечатано:	Следует:	По чьей вине:
18	1 и 4 снизу	a_{20}^{ca}	a_{20}^{cm}	автора
18	2 и 4 снизу	a_{10}^{ca}	a_{10}^{cm}	автора
22	18 сверху	$\frac{P}{D} v \cos \alpha$	$\frac{P}{D^2} v \cos \alpha$	автора
22	Черт. 21	h_y^n указано до центра аэробомбы	h_y^n считать до низа аэробомбы	автора
24	15 и 23 сверху	$y_1=2,25$	$y_1=3,23$	автора
24	Черт. 22	$y_1=2,25$	$y_1=3,23$ и изменить связанные с ним размеры	автора
28	10 сверху	$\operatorname{tg} \varphi_n = \frac{4f}{l} =$	$\operatorname{tg} \varphi_n = \frac{4f}{l_n} =$	автора
28	17 сверху	$b=9,60+2 \cdot 0,21=$	$l=9,60+2 \cdot 0,21=$	автора
30	8 и 10 снизу	$= 2,25$	$= 3,23$	автора
33	4 сверху	$l=2a; x=a_1$	$l=2a_1; x=a_1-a_0$	автора
36	4 снизу	$M_k M_n ds =$	$M_k M_n dx =$	автора
37	4 сверху	$M_k M_n ds =$	$M_k M_n dx =$	автора
41	5 сверху	$-4 \cdot 658 \cdot 0,27$	$-4,658 \cdot 0,27$	автора
45	11 сверху	$Q_{\max} = 4095 \text{ м}$	$Q_{\max} = 4095 \text{ кг}$	автора
47	Табл. 8, гр. 9, 2 снизу	0,788	0,778	корректора
63	16 снизу	$a_{22}^{cm} = \frac{n_1''}{h_y} b,$	$a_{22}^{cm} = \frac{n_1''}{h_y} hb,$	автора
72	4 сверху	$Q = -HQ + \Delta H$	$Q = -H_n + \Delta H$	корректора

Ф. В. Борисов

Цена 2 руб.

D

12565