

EDUARDO TORROJA
OFICINA TÉCNICA DE INGENIERÍA
MADRID

MURO DE CONTENCIÓN DEL JARDÍN BOTÁNICO

Calculos,

Fecha 25-2-30

Núm. 44.502

EDUARDO TORROJA

INGENIERO DE CAMINOS CANALES Y PUERTOS

MADRID

MURO DE CONTENCIÓN DEL JARDÍN BOTÁNICO

=====

MURO DE CONTENCIÓN DEL JARDIN BOTANICO

Serve este muro para contener las tierras del jardín botánico por un lado, pero presenta la particularidad de subir también el relleno hasta la mitad aproximadamente de la altura por el otro lado; así, la altura real de contención es solamente de 10 metros, pero la altura total de la estructura para alcanzar el terreno firme, pasa en algunos puntos, de 20 metros.-

Para alturas de estos órdenes, el tipo más económico de muro de contención es el de hormigón armado con contrafuertes.- Las exigencias ornamentales del paramento visto, imponen la separación de 4,50 metros entre ejes de contrafuertes.- La pantalla de contención entre estos contrafuertes baja solamente hasta el nivel del relleno de aguas abajo y tiene 25 cm. de espesor en la parte alta y 35 cm. en la parte baja con las correspondientes armaduras de trabajo horizontales y las verticales de repartición.-

Los contrafuertes son interiores al terraplén y tienen un perfil aproximado de igual resistencia; sus arma-

duras transmiten la tensión producida por el momento de vuelco al arranque de las bóvedas de contrarresto que a la cota (-11,87) de la coronación reparten el peso del terraplén con una anchura de 5 m.- De este modo, se ahorra mucho peso y por consiguiente volumen de hormigón pues el peso de las tierras es el principal estabilizante del muro.-

Por debajo de estas bóvedas se proyectan solamente los pilarotes de apoyo de los arranques de la bóveda que aunque llevan una ligera armadura, no la necesitan en realidad, pues como se vé en el cálculo, la resultante de los pesos y empujes queda en todas sus secciones dentro del núcleo central.-

La cimentación de estos pilarotes se hace por medio de zapatas de hormigón armado, con las que se logra un reparto muy uniforme de cargas sobre el terreno.-

EDUARDO TORROJA
INGENIERO DE CAMINOS CANALES Y PUERTOS
MADRID

C A L C U L O
=====

Para el cálculo del empuje de las tierras partiremos de los datos siguientes:

$$\text{Peso de las tierras} = = 1.800 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Angulo de rozamiento de las tierras} = = 35^\circ$$

$$\text{Angulo de rozamiento de tierras con muro} = 0$$

El empuje por m. l. de profundidad será:

$$E_u = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) = 1.800 \text{ tg}^2 \left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) = 487$$

ó 500 Kg/m.l. en números redondos.

Cálculo de la pantalla superior

$$\text{Luz de cálculo} = 4,50 \text{ m.}$$

$$\text{Altura de cálculo} = 5,50 \text{ m; Empuje } 500 \times 5,5 = 2750 \text{ kg/m}^2.$$

Momento flector en el arranque:

$$0,084 \times 2.750 \times \frac{4,50^2}{2} = 4,500 \text{ kg/m.l. (Sec. 1)}$$

Momento flector en el centro:

$$0,056 \times 2.750 \times \frac{4,50^2}{2} = 3.100 \text{ Kg/m.l. (Sec. 2)}$$

$$\text{Esfuerzo cortante} = 2.750 \times \frac{4,10}{2} = 5.600 \text{ Kg/m.l.}$$

Cálculo de la pantalla inferior

$$\text{Luz de cálculo} = 4,50 \text{ m.}$$

$$\text{Altura de cálculo} = 10,75 \text{ m; Empuje } 500 \times 10,75 = 5,350 \text{ kg}$$

Momento flector en el arranque:

$$0,084 \times 5,350 \times \frac{4,50^2}{2} = 9.200 \text{ mkg. (Sec. 3)}$$

Momento flector en el centro:

$$0,056 \times 5,350 \times \frac{4,50^2}{2} = 6,150 \text{ (Sec. 4)}$$

$$\text{Esfuerzo cortante} = 5,350 \times \frac{4,5}{2} = 12,000 \text{ (Sec. 3)}$$

Cálculo del contrafuerte en la sección (- 5)

Separación entre ejes = 4,50 m.

$$\text{Momento flector} = 500 \times \frac{5,00^3}{6} \times 4,50 = 47.000 \text{ mKg.}$$

$$\text{Esfuerzo cortante} = 500 \times \frac{5,00^2}{2} \times 4,50 = 28.000 \text{ Kg.}$$

Cálculo del contrafuerte en la sección (- 8,5)

$$\text{Momento flector} = 500 \times \frac{8,5^3}{6} \times 4,5 = 230.000 \text{ mKg.}$$

$$\text{Esfuerzo cortante} = 500 \times \frac{8,5^2}{2} \times 4,5 = 80.000 \text{ Kg.}$$

Cálculo del contrafuerte en la sección (- 11,25)

$$\text{Momento flector} = 500 \times \frac{11,25^3}{6} \times 4,50 = 540.000 \text{ mKg}$$

$$\text{Esfuerzo cortante} = 500 \times \frac{11,25^2}{2} \times 4,50 = 140.000 \text{ Kg}$$

Cálculo de la bóveda de contrarresto.

Luz de cálculo = 4,30 m.

$$\text{Carga} = 1.800 \times 10,00 = 18.000 \text{ kg/m}^2$$

Carga unitaria a compresión deducida gráficamente

En el arranque = 14,00 Kg/cm²

En la clave = 16,00

Estabilidad del muro en el plano arranque de bóvedas(-11,0)

$$\text{Empuje total} = 500 \times \frac{11,00^2}{2} \times 4,50 = 136.000 \text{ Kg.}$$

EDUARDO TORROJA

INGENIERO DE CAMINOS CANALES Y PUERTOS

MADRID

$$\text{Angulo con la horizontal } \frac{35^{\circ}}{2} = 17^{\circ} 30'$$

(mitad del ángulo de rozamiento de las tierras)

$$\text{Componente horizontal} = 131.000 \text{ Kg.}$$

$$\text{Componente vertical} = 41.500 \text{ Kg.}$$

$$\begin{aligned} \text{Momento volcador} &= 131.000 \times \frac{11,00}{3} + 41.500 \times \\ &\times 5,00 = 272.500 \text{ mKg.} \end{aligned}$$

Pesos y momentos estabilizantes:

Pantalla	2.300x0,25x6,00x4,50 = 15.500x0,12 = 1.870
	2.300x0,35x4,50x4,50 = 16.000x0,17 = 2.740
Contrafuerte	2.300x0,35x10,50x1,0 = 8.500x0,50 = 4.250
	2.300x0,35x2,00x4,00 = 6.500x2,30 = 15.000
Bóveda	2.300x0,40x5,00x4,70 = 21.500x2,50 = 52.500
Tierras	1.800x4,70x10,5x4,15 = <u>370.000x2,65 = 980.000</u>
	438.000 1.056.360

$$\text{Coeficiente de seguridad al vuelco} = \frac{1.056.360}{272.500} = 3,8$$

Angulo del empuje sobre la base:

$$\frac{131.000}{438.000 + 41.500} = 0,87 \text{ m.}$$

Carga media sobre el cimiento :

$$\frac{438.000 + 41.500}{500 \times 80} = 12 \text{ kg/cm}^2$$

Carga máxima:

$$12 + \frac{M}{I} = 12 + \frac{(438.000 + 41.500 + 0,87 \times \frac{500}{2})}{\frac{1}{12} \times 80 \times \frac{500}{2}} = 26 \text{ kg/cm}^2$$

Carga mínima:

$$12 - \frac{(438.000 \times 41.500 + 0,87 \times \frac{500}{2})}{\frac{1}{12} \times 80 \times \frac{500}{2}}$$

(La pequeña carga de tracción de 2 kg/cm^2 es admisible)

Estabilidad del muro en el plano (- 14)

Componente horizontal del empuje = 131.000 Kg.

Componente vertical del empuje = 41.500 "

Momento volcador = $131.000 \times \left(\frac{11,00}{3} + 3,00 \right) = 41.500 \times$
 $\times 5,80 = 631.760 \text{ mKg.}$

Pesos y momentos estabilizantes =

Superestructura = $438.000 \times \left(\frac{1.056.360}{438.000} + 0,80 \right) =$
 $= 1.401,600 \text{ mKg.} = 1.401.600$

Peso propio:
 $2.300 \times 0,80 \times 3,00 \times 5,00 = \frac{27.600}{466.600} \times 2,50 = \frac{69.000}{1.470.600}$

Coefficiente de seguridad al vuelco = $\frac{1.470.600}{631.760} = 2,3$

Excentricidad = $2,40 - \frac{1.470.600 - 631.760}{466.000 + 41.500} = 0,75$

Carga media de compresión = $\frac{466.000 + 41.500}{480 \times 80} = 11,0 \text{ kg/cm}^2$

Carga máxima = $11 \left(1 + \frac{6 \times 0,75}{4,80} \right) = 21,30 \text{ Kg/cm}^2$

Carga mínima = $11 \left(1 - \frac{6 \times 0,75}{4,80} \right) = 0,70 \text{ Kg/cm}^2$

Estabilidad del muro en el plano (- 17)

Componente horizontal del empuje = 131.000 Kg.

Componente vertical de empuje = 41.500 "

Momento volcador = $131.000 \left(\frac{11,00}{3} + 6,00 \right) - 41.500 \times 6,60 =$
 $= 995.000 \text{ Kg.}$

Pesos y momentos estabilizantes :

$$\begin{aligned} \text{Superestructura} &= 466.000 \times \left(\frac{1450.000}{466.000} + 0,80 \right) \\ &= 1.810.000 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Peso propio:} \\ 2.300 \times 0,80 \times 3,00 \times 5,20 &= \underline{28.600} \times 3,00 = \underline{86.000} \\ 494.600 & \qquad \qquad \qquad 1.896.000 \end{aligned}$$

$$\text{Coeficiente de seguridad al vuelco} = \frac{1.896.000}{995.000} = 1,95$$

$$\text{Excentricidad} = 2,80 - \frac{1.896.000 - 995.000}{494.600 + 41.500} = 1,12$$

$$\text{Carga media de compresión} = \frac{494.600 + 41.500}{80 \times 560} = 12 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Carga máxima} &= 12 + \frac{(494.600 + 41.500) \cdot 1,12 \cdot \frac{560}{2}}{\frac{1}{12} \times 80 \times \frac{560^3}{3}} = 26,3 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Carga mínima} &= 12 - \frac{(494.600 + 41.500) \cdot 1,12 \cdot \frac{560}{2}}{\frac{1}{12} \times 80 \times \frac{560^3}{3}} = - 2,3 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Estabilidad del muro en el plano (- 20)

$$\text{Componente horizontal del empuje} = 131.000 \text{ Kg.}$$

$$\text{Componente vertical del empuje} = 41.500 "$$

$$\begin{aligned} \text{Momento volcador: } 131.000 \left(\frac{11,00}{3} + 9,00 \right) - 41.500 \times 7,40 &= \\ &= 1.340.000 \end{aligned}$$

Pesos y momentos estabilizantes:

$$\begin{aligned} \text{Superestructura} &= 494.600 \times \left(\frac{1.896.000}{494.600} + 0,80 \right) \\ &= 2.260.000 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Peso propio:} \\ 2.300 \times 0,80 \times 3,00 \times 6,00 &= \underline{33.500} \times 3,40 = \underline{115.000} \\ 528.100 & \qquad \qquad \qquad 2.375.000 \end{aligned}$$

$$\text{Coeficiente de seguridad al vuelco} = \frac{2.375.000}{1.340.000} = 1,8$$

$$\text{Excentricidad} = 3,20 - \frac{2.375.000 - 134.000}{528.100 + 41.500} = 1,35 \text{ m.}$$

$$\text{Carga media de compresión} = \frac{528.100+41.500}{640 \times 80} = 11 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Carga máxima} = 11 + \frac{(528.100+41.500)1,35 \frac{640}{2}}{\frac{1}{12} \times 80 \times \frac{640^3}{12}} = 25,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Carga mínima} = 11 - \frac{(528.100+41.500)1,35 \frac{640}{2}}{\frac{1}{12} \times 80 \times \frac{640^3}{12}} = - 3,5 \text{ Kg/cm}^2$$

Comprobación del plano de cimiento (- 20)

Superficie del cimiento = 17,50 m²

Distancia de su centro de gravedad al borde exterior: 3,50m

Excentricidad = 3,50 - 2,95 = 0,55 m.

Reacción media del terreno = $\frac{528.100 + 41.500}{175.000} = 3,2 \text{ Kg/cm}^2$

$$569.600 = 800 \times 300 \times r + 800 \times 300 \times \frac{(R-r)}{2} - \frac{5,50}{2} \times 1,50 \times r \times \frac{5,50}{2} \times 1,50 \times \frac{1}{3} (R-r) \frac{5,50}{8,00}$$

$$569.600 \times 5,05 = 800 \times 300 \times r \times \frac{800}{2} + 800 \times 300 \times \frac{(R-r)}{2} \times \frac{2}{3} 800 - \frac{5,50}{2} \times 1,50 \times r \times \frac{5,50}{2} \times 1,50 \times \frac{1}{3} (R-r) \frac{5,50}{8,00} \times \frac{2}{3} 5,50$$

Reacción máxima R = 3,6

Reacción mínima r = 1,3

Momento flector = $R \times \frac{90^2}{2} = 14,500 \text{ mKg.}$

Esfuerzo cortante = $R \times 90 = 32.400 \text{ Kg.}$

MURO DE CONTENCIÓN DEL TERRAPIEN EN LA PARTE DE LA
ESCALERA

Sección A

Altura del muro: (Desde la mesilla de la escalera) 6,2

Espesor : 1,00

$$\text{Empuje total de tierras} = 500 \times \frac{6,2^2}{2} = 9.610 \text{ Kg/ml.}$$

Momento flector en el arranque del muro:

$$9.610 \times \frac{6,2}{3} = 19.870 \text{ mKg/ml (Secc. 5)}$$

Momento flector a 3,00 m. de la coronación:

$$500 \times \frac{3,00^3}{6} = 2.250 \text{ mKg/ml (Sec. 6)}$$

Sección B

Altura máxima de tierras = 5,00 m.

Espesor = 0,80

$$\text{Empuje total de tierras} = 500 \times \frac{5,00^2}{2} = 6.250 \text{ Kg/ml.}$$

Momento flector en el arranque:

$$6.250 \times \frac{5}{3} = 10.417 \text{ mKg/ml. (Sec. 7)}$$

LOSAS DE ESCALERA

Losa de 4,80 m. de luz

Cargas:

$$\text{Peso muerto} = 0,075 \times 2.600 = 195 \text{ Kg.}$$

$$\text{Peso propio} = 0,2 \times 2.400 = 480 \text{ "}$$

$$\begin{aligned} \text{Sobrecarga} &= \underline{500 \text{ "}} \\ &1.175 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

Momento flector en el centro

$$M_f = 1.175 \frac{4,8^2}{8} = 3.400 \text{ mKg/ml. (Sec. 8)}$$

Esfuerzo cortante

$$T = 1.175 \times \frac{4,8}{2} = 2.850 \text{ Kg.}$$

Losa de 6,15 m. de luz

Cargas:

$$\text{Peso muerto} = 0,075 \times 2.600 = 195 \text{ Kg.}$$

$$\text{Peso propio} = 0,2 \times 2.400 = 480 \text{ "}$$

$$\begin{aligned} \text{Sobrecarga} &= \underline{500 \text{ "}} \\ &1.175 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

Momento flector en el centro:

$$M_f = 1.175 \times \frac{6,15^2}{8} = 5.550 \text{ mKg/ml (Sec. 9)}$$

Esfuerzo cortante:

$$T = 1.175 \frac{6,15}{2} = 3.600 \text{ Kg.}$$