

**PROYECTO DE RETIRADA DE VEGETACIÓN
EN AZUD DE TOMA DEL TAIBILLA Y
ESTABILIZACIÓN DE CUENCAS DE APORTE
AL RÍO TAIBILLA (AB/NERPIO)**

Documento N° 1. Memoria

**ANEJO 5
CÁLCULOS MECÁNICOS**



INDICE

1. INTRODUCCIÓN	1
2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL ENTORNO.....	1
3. CÁLCULOS DE LOSAS	3
4. CÁLCULO MECÁNICO DE TUBOS	4
5. CÁLCULOS DE DIQUES	6
5.1. Metodología	7
5.2. Resultados del análisis de estabilidad.....	8
6. ESTABILIDAD DE TALUDES.....	9
5.3. Fundamentos teóricos.....	9
5.4. Entrada de datos	10
5.5. Precauciones a adoptar	11
5.6. Comprobación de la estabilidad	11
5.7. Definición geométrica	11
5.8. Datos.....	12
5.9. Materiales de muro y cimiento.....	12
5.10. Hipótesis de cálculo	13
5.11. Resultados y conclusiones	13

Apéndice 1. Estabilidad de diques

Apéndice 2. Memoria de cálculo de tuberías de hormigón

1. INTRODUCCIÓN

El objetivo del presente anejo de cálculos mecánicos es dimensionar desde el punto de vista estructural las obras definidas en el Proyecto de retirada de vegetación en azud de Toma del Taibilla y estabilización de cuencas de aporte al río Taibilla (AB/NERPIO).

Para ello se ha dividido el anejo en 3 bloques que corresponden con los distintos elementos estructurales del proyecto como los diques de retención, las losas de reparto de carga en badenes y vados y los cálculos justificativos de la elección de tuberías.

En un apartado inicial se presenta un análisis de las características geotécnicas generales del territorio en el que se ubican las obras a partir del mapa geotécnico general escala 1:200.000 del IGME, con el fin de establecer unas hipótesis iniciales de parámetros de cálculo.

2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL ENTORNO

Información base.: Mapa geotécnico 1:200.000 Villacarrillo.

Las actuaciones se localizan dentro de la Región II1 "Formaciones tectonizadas de la zona Prebética", formada por una serie de materiales con características homogéneas en cuanto composición geológica y estructural de la corteza terrestre, concreto II1. Materiales calco detríticos terciarios. Los materiales que predominan son las calizas, margas, areniscas y conglomerados.

Morfológicamente se presentan topografías suaves con pequeñas lomas y resaltes correspondientes a afloramientos de calizas y areniscas.

El área es estable en general, a excepción de tramos con predominio arcilloso arenoso donde pueden aparecer problemas de inestabilidad al realizar determinadas obras de excavación. El drenaje es aceptable con permeabilidad media por fisuración o porosidad intergranular.

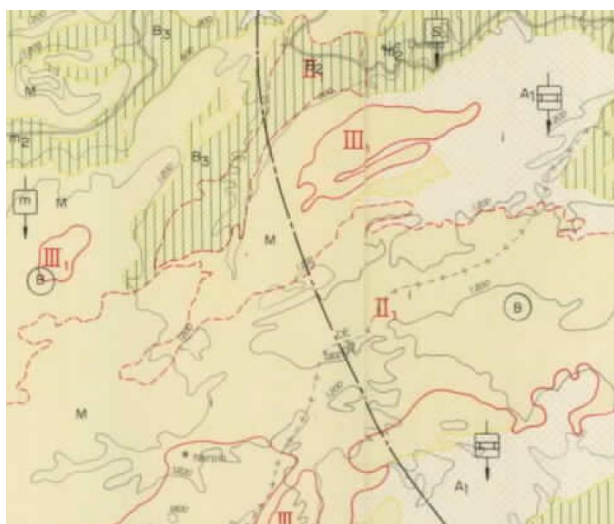
Condiciones mecánicas medias, aunque en tramos margosos presentan capacidad de carga baja donde se prevén asentamientos de magnitud media. Los sustratos en la ubicación de los diques son:

- S 12-12/105-105 (diques 1, 2 y 3) Sustrato de Calizas, calizas margosas y margas. Formaciones calco-margosas cretácicas, de los dominios prebéticos y subbéticos. Predominan las unidades del Cretácico superior, con una litología de calizas blancas, margas de color rosado y margas; localmente se presentan niveles de caliza con sílex y algunas intercalaciones de turbiditas. Se sitúan sobre calizas masivas blancas.
- T 12-105. (diques 4 y 5). Cambia el sustrato y se pueden encontrar calizas y margas terciarias. Materiales calco-margosos del Mioceno inferior y medio. En la Sierra del Taibilla rellenan las pequeñas cuencas formadas por las formaciones mesozoicas sobre las que se apoyan discordantemente. Litológicamente el conjunto está formado por margas de tonalidades gris-ocres y alguna caliza cristalina blanquecina. Destaca su fauna de globigerínidos.

Geomorfológicamente presenta una topografía suave con pendientes inferiores al 15 %. El área en conjunto se considera estable, sin que sean previsibles problemas de inestabilidad aunque se realicen obras humanas de diversa índole. Esta dentro de **zona estable** bajo condiciones naturales y bajo la acción del hombre.

Las condiciones de drenaje son aceptables, tanto más favorable cuanto más detríticas sea la formación. En conjunto es semipermeable, aunque esta **permeabilidad disminuye** en los tramos con predominio margoso.

Las características geotécnicas los materiales poseen una **capacidad de carga media**, aunque los **tramos netamente margosos y detríticos su capacidad de carga se puede considerar baja**, como puede ser el caso de las localizaciones de los diques 4 y 5. En conjunto estos materiales no presentan asientos de magnitud importante, menos en estos tramos los que pueden aparecer asientos de magnitud media. Posibles desprendimientos por descalce.



Pueden aparecer problemas de tipo hidrológico y geotécnico ya que los materiales presentes en este grupo pueden presentar pequeños desprendimientos de bloques por descalces a favor de tramos margosos. Asimismo, pueden aparecer huellas de disolución en las formaciones calcáreas y dolomíticas.

La interpretación geotécnica general indica que son terrenos de **condiciones constructivas aceptables**, sin problemas de construcción, pero cuyas características constructivas conviene conocer en detalle para una mejor realización de las obras, siendo deseable un análisis geotécnico previo para comprobar los parámetros de cálculo realizándose los recalculos oportunos en caso de que sean necesarios.

En conclusión, las existencias de estos tramos margosos pueden reducir la capacidad portante y presentarse asientos. La reducción de permeabilidad del terreno margoso, disminuye las fuerzas desestabilizantes debidas a la subpresión siendo un factor positivo del lado de la seguridad.

Parámetros geotécnicos seleccionados:

Caliza margosa ángulo de rozamiento interno entre 30° -40°.

3. CÁLCULOS DE LOSAS

En primer lugar, se define el tipo de exposición y el ambiente según el código estructural en el apartado del Volumen III: "Dimensionamiento y comprobación de estructuras de hormigón" anejo 19, según la tabla A19.4.1: *Clases de exposición relativas a las condiciones ambientales de acuerdo con el artículo 27 del código estructural*.

Debido al clima seco y a la temporalidad de los pasos sobre los arroyos se ha optado por una clase de exposición X0. El hormigón queda definido como **HM-20 spb/40/X0**

En base al *Apéndice E del Código Estructural: Tabla A19. E.1* y la clase de exposición anteriormente definida, se establece la resistencia característica del hormigón:

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	Clase de exposición											
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	
Resistencia característica (N/mm²)	Masa	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	Armado	25	25	25	30	30	30	30	35	30	30	30	
	Pretensado	25	25	25	30	30	30	35	35	35	35	35	
		XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	XM1	XM2	XM3		
	Masa	30	30	30	30	30	30	35	30	30	30		
	Armado	30	30	30	30	30	30	35	30	30	30		
	Pretensado	30	30	30	30	30	35	35	30	30	30		

El acero utilizado para las armaduras será Acero **B-500T**.

Características de los materiales

Hormigón : $f_{ck} = 20 \text{ N / mm}^2$ $\gamma_c = 1,50$

Acero : $f_{yk} = 500 \text{ N / mm}^2$ $\gamma_s = 1,15$

Densidad del terreno seco (γ_t) : $18,0 \text{ KN/m}^3$

Angulo de rozamiento interno (ϕ) : 33°

Coefficiente de empuje activo (λ) : $(1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi) = 0,29$

Densidad del hormigón (γ_c) : $20,0 \text{ KN/m}^3$

Comprobando las cuantías mínimas para 20 cm de espesor se tiene:

Mecánica

$$A_s > 0,04 * A_c * f_{cd}/f_{yd} = 0,04 * 1,00 * 0,2 * ((2000/1,5)/$$

$$(50000/1.15)) = 2.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow (5 \text{ } \varnothing \text{ 8 mm/ml})$$

Geométrica

$$A_s > 0,0012 * A_c = 2,40 \text{ cm}^2$$

Por tanto, se dispondrá una malla electrosoldada de 15 x 15 cm de retícula y 8 mm de diámetro para las losas de 20 cm de espesor de los badenes y pasos.

4. CÁLCULO MECÁNICO DE TUBOS

Una vez definido el diámetro de las tuberías de hormigón a instalar en los pasos temporales, determinará en el siguiente apartado el tipo de tubería capaz de soportar las cargas transmitidas por el tráfico sin fisuras ni roturas.

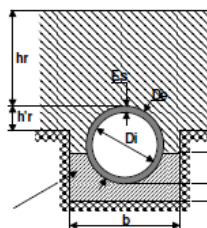
Para el cálculo de las solicitaciones se han seguido las Recomendaciones para tuberías de hormigón armado en redes de saneamiento y drenaje (Centro de Estudio Hidrográficos del CEDEX. 2006), considerando un tubo de 60 cm en zanja terraplenada, con 1.30 m de terraplén sobre la clave del tubo con hormigón y la tubería apoyada a 180 ° con hormigón.

Esquema de instalación:

Instalación en Terraplén; Relleno: Definido por usuario; Base:
Base de suelo natural ordinario

(Este croquis no representa proporciones reales)

Hormigón



De= 0.75 m.
Di= 0.6 m.
Es= 75 mm.
hr= 1.3 m.
h'r= 0 m.

a=a=a=a=0.375 m.
b=b=b=b=b=1.45
c>=0.08 m.(Suelo)
c>=0.15 m.(Roca)
(c según terreno)

Cálculos:

Carga producida por terreno (qr):

$$q_r = C \cdot \gamma \cdot h_r \cdot D_i \quad ; \text{ Para } h_r > h_0, \quad C = \frac{2\lambda\mu}{e} \frac{h_0}{D_i} - 1 + \frac{h_r - h_0}{h_r} \frac{2\lambda\mu}{e} \frac{h_0}{D_i}$$

(h0 según norma)

Fap= 4
γ= 19 kN/m³
λμ= 0.187
h0= 0 m.

Carga Carretera, Eje simple de 130 kN (13 t)
Carga puntual de 0t. situada a 0 m
Carga uniformemente distribuida en superficie de 0 t/m²
Carga debida a compactador

qr= 18.52 kN/m
11.19 kN/m
0 kN/m
0 kN/m
0 kN/m

Qtotal= 29.71 kN/m

$$\text{CARGA DE CÁLCULO} = \frac{Q_{\text{total}} \cdot 1.5}{F_{\text{ap}} \cdot D_i} = 18.57 \text{ kN/m}^2$$

Clase mínima UNE-127.010
exigible:

Clase 90

(Válido para hr <= 1.3 m.)

Las solicitaciones corresponden a una carga de tráfico de 13 t por eje simple, obteniéndose una carga de cálculo de 18.57 kN/m². Esta es por tanto la clase mínima exigible del tubo de hormigón, que en caso de ser armado sería Clase 90.

Según la UNE 127.916 que clasifica las clases resistentes según la resistencia del tubo al aplastamiento sería suficiente una clase R que para un DN 600 es de 54 kN/m².



DN	Carga de rotura mínima de ensayo kN/m (Fn)	
	Clase N Fn= 90 kN/m2	Clase R Fn= 135 kN/m2
300	27	40.5
400	36	54
500	45	67.5
600	54	81

5. CÁLCULOS DE DIQUES

Se incluyen las estructuras constituidas por el cuerpo central del dique y el cuenco amortiguador. Los diques de retención de sedimentos funcionan como un elemento estructural de gravedad compuesto por diversos materiales que se consideran todo en uno, una vez la mampostería y el mortero embutan el gavión.

Las etapas de funcionamiento del dique son tres a efecto de las solicitaciones que recibe:

- 1ª. Paramento aguas arriba con el empuje hidrostático triangular o trapezoidal según que la altura de lámina de agua sea mayor o igual que cero y un peso específico de agua con sedimentos según se produce el aterramiento del dique (12 t/m^3).
- 2ª. Según se aterra existe peligro de que el empuje de los sedimentos mojados sea elevado. Se atenúa por la presencia de mechinales que permiten el flujo del agua, bajo la forma de corriente filtrante.
- 3ª. Consolidado el lecho, el empuje hidrostático solamente actúa en las alas del dique, estando sometido el resto de la obra al empuje de tierra saturada o sumergida.

El análisis de empujes hidrostáticos y de tierras establece que el primero es siempre superior al segundo y solamente en el caso de aterramientos constituidos por materiales muy arcillosos, en los que las variaciones de volúmenes puedan producir situaciones acaso más desfavorables que las debidas al empuje hidrostático, puede ser más desfavorable. De modo que la etapa de funcionamiento seleccionada es la primera.

Se consideran por tanto las siguientes hipótesis de cálculo:

- El bloque de dique recrecido se considera homogéneo a efectos de cálculo suponiendo un peso de la estructura ponderado según el tipo de material.
- Se considera la sección del cuerpo central del dique más desfavorable donde el porcentaje ocupado por el gavión es mayor.
- Las solicitaciones a las que se ve sometido el dique corresponden a la situación inicial del dique, vertiendo a máxima carga en el aliviadero.
- Las solicitaciones desestabilizantes debidas a la subpresión sobre la estructura se consideran hasta la profundidad de cimentación, quedando del lado de la seguridad al suponer a estos efectos una zapata continua bajo toda la estructura.
- No se considera el efecto de los mechinales que disminuye el empuje hidrostático sobre la estructura, quedando del lado de la seguridad. Debido a los gaviones, estos mechinales no comienzan a entrar en carga hasta que el nivel de lámina de agua alcanza la altura mínima del aliviadero original del gavión. El valor del coeficiente de minoración de la subpresión es medio, correspondiente a roca algo fisurada en cimiento ($c = 0.3$).

5.1. Metodología

Para calcular la estabilidad de la estructura al vuelco y al deslizamiento primeramente se dibuja el perfil del dique y se divide en zonas en las que se sustituye la línea del paramento por una poligonal. Se parte de una determinada altura de agua prevista sobre el dique que se le supone vertiendo a máxima capacidad de alivio. Se supone como fuerzas actuantes las siguientes:

- Fuerzas estabilizantes

Peso propio de la estructura.

Empuje vertical del agua sobre el zampeado de aguas arriba y aguas abajo.

- Fuerzas desestabilizantes

Presión del agua sobre el paramento de aguas arriba.

Presión del terreno sobre la cimentación.

Subpresión (con coeficiente de minoración 0'50).

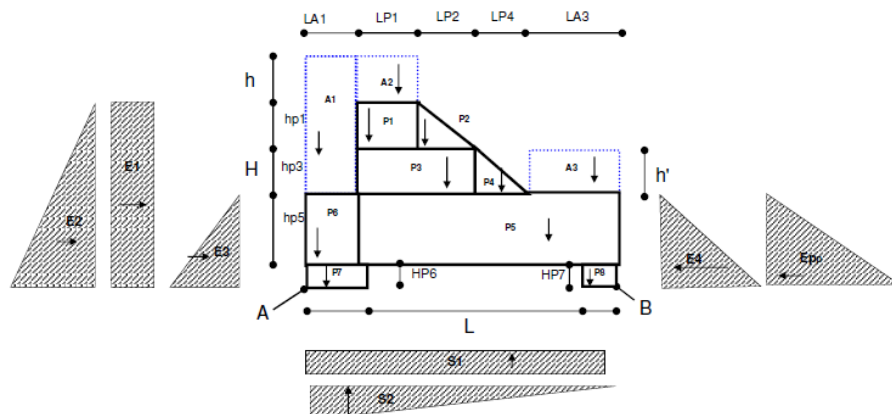
Las condiciones de estabilidad que debe cumplir la estructura son las siguientes:

- No deben producirse tracciones en ningún punto de la masa del muro. Las compresiones y tensiones de corte deben ser inferiores a las admitidas por el material que constituye la estructura.

- Seguridad al vuelco y al deslizamiento.

- Las diversas tensiones que el dique provoque sobre el terreno de cimientos deben ser inferiores a las que puede o conviene que soporte esa clase de terreno.

Los cálculos se realizan por metro lineal en sentido perpendicular a la sección transversal del dique. Los momentos de las fuerzas se tomarán desde el punto A para el cálculo de las tensiones transmitidas al terreno y la comprobación a deslizamiento, y desde el punto B para la comprobación a vuelco de la estructura.



Donde

P1, P2, P3, P4 son el peso propio de la estructura.

P5 y P6 representan el peso de la cimentación corrida.

P7 y P8 representan los pesos de zapatas trasera y delantera respectivamente.

A1 y A2 son los empujes sobre los zampeados aguas arriba y aguas abajo.

E1, E2 es la presión hidrostática sobre el paramento desde cimentación en caso de exista vertido.

E3 y E4 presión del terreno sobre el cimient

S1 y S2 representan las subpresiones.

Los parámetros geotécnicos y de materiales considerados son:

$$\gamma_t = 1,90 \text{ Tn/m}^3 \quad (\text{Densidad terreno})$$

$$\gamma_s = 1,20 \text{ Tn/m}^3 \quad \gamma_{\text{mamp}} = 2,40 \text{ Tn/m}^3 \quad \gamma_{\text{gavion}} = 1,70 \text{ Tn/m}^3$$

$$\phi = 30^\circ \quad (\text{Angulo de rozamiento interno})$$

$$K_a = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi) = 0,33 \quad (\text{Coeficiente de empuje activo})$$

$$\text{Tensión máxima admisible terreno según geotecnia} \quad 2,60 \text{ Kp/cm}^2$$

5.2.Resultados del análisis de estabilidad

En el Apéndice 2 de estabilidad de diques se desarrolla el balance de fuerzas y momentos estabilizantes y desestabilizantes y se realizan las comprobaciones al vuelco y al deslizamiento con coeficientes de 1.75 y 1.1 respectivamente, de cada uno de los diques diseñados en el proyecto según las dimensiones definidas en el documento de planos.

Se concluye según los resultados que todos los diques cumplen con los requisitos de estabilidad señalados según las hipótesis realizadas.

6. ESTABILIDAD DE TALUDES

La comprobación de la seguridad estructural de los muros de mampostería hidráulica de los cuencos amortiguadores, para estar del lado de la seguridad, se va a realizar como si estuvieran constituidos por mampostería cogida con mortero por lo que se analizará su estabilidad frente al deslizamiento con la ayuda del programa SLOPE/W, el cual permite obtener los círculos de deslizamiento y sus coeficientes de seguridad por diversos métodos (Bishop, Janbu, Morgenstern-Price, Spencer, etc.). El programa determina el coeficiente de seguridad de superficies de deslizamiento bien comprendidas entre unos límites previamente establecidos o bien que pasan por un punto fijo y con centro en un punto dentro de una región, llamada malla, prefijada.

El análisis de la seguridad frente al deslizamiento se ha realizado bajo dos hipótesis, terreno seco, sin nivel freático (no circulando agua por el cauce), y terreno saturado, suponiendo que ha circulado agua por el mismo a la altura máxima de los muros de mampostería, saturando el terreno natural existente en el trasdós del muro.

En ambas hipótesis se comprueba que los valores obtenidos son superiores a la unidad.

Se ha optado por realizar el cálculo de estabilidad por el método de BISHOP, apropiado para materiales que tengan una rotura de tipo circular (muros conformados por mampostería con cohesión).

5.3.Fundamentos teóricos

Las hipótesis de partida, en el método de BISHOP, para el estudio de la estabilidad de taludes son:

1º Todos los deslizamientos se producen en círculos.

2º Las fuerzas horizontales no se consideran.

En el estudio del equilibrio de una porción de terreno, que se ha denominado "faja", intervienen los siguientes conceptos:

b: ancho de la faja.

w: Peso de la faja.

α : ángulo que forma el radio del círculo con la vertical.

ϕ : ángulo de rozamiento interno.

c: cohesión.

u: subpresión.

Tn: Fuerza vertical actuante en una cara de la faja.

Tn+1: Fuerza vertical actuante en la otra cara de la faja.

N: Fuerza normal al círculo que contiene a la faja considerada.

Estableciendo las condiciones de equilibrio en fuerzas verticales y momentos respecto del punto origen del círculo considerado, se tiene:

$$F = \frac{\sum \left[\left[cb + \operatorname{tg} \phi (W - ub + T_n - T_{n+1}) \right]_{1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \phi}{F}}^{\sec \alpha} \right]}{\sum W \operatorname{sen} \alpha}$$

Obsérvese que al no considerar las fuerzas horizontales el equilibrio en esta dirección estará indeterminado.

Suponiendo que las fuerzas T_i sean nulas y estableciendo de nuevo el equilibrio se obtiene la fórmula simplificada del método de BISHOP:

$$F = \frac{\sum \left[\left[cb + \operatorname{tg} \phi (W - ub) \right]_{1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \phi}{F}}^{\sec \alpha} \right]}{\sum W \operatorname{sen} \alpha}$$

Al suponer que las fuerzas horizontales son cero, el problema resulta sobredeterminado y no se cumplirá la condición de equilibrio horizontal. No obstante, el error introducido es, en general, pequeño ya que las fuerzas actuantes son de signos contrarios.

5.4. Entrada de datos

En primer lugar, se define el entorno de trabajo estableciendo el tamaño de página, escala de trabajo y disposición de ejes coordenados. Asimismo, es necesario definir las características de los distintos estratos sobre los que se asentará la estructura y los materiales de que estará constituida.

A continuación, se debe definir geoméricamente el problema, bien mediante la introducción de las coordenadas de los distintos puntos del perfil transversal o sección tipo, o dibujando directamente mediante la utilidad de CAD que lleva incorporada el programa.

El tercer paso consiste en establecer y dibujar la línea de saturación para las dos hipótesis de cálculo, esto es, terreno seco y terreno saturado.

Una vez finalizados los pasos anteriores se establece la red de posibles centros de los círculos de deslizamiento, las posibles tangentes a dichos círculos y los límites de cálculo para las superficies de deslizamiento. También es posible, como ya se ha indicado obligar a que todos los círculos de cálculo pasen por un punto determinado, e incluso realizar cálculos estableciendo previamente el eje de la superficie de deslizamiento.

Por último, se calculan las posibles soluciones a partir de los parámetros establecidos pudiendo visualizar los resultados.

5.5. Precauciones a adoptar

A la hora de interpretar los resultados es necesario tomar una serie de precauciones entre las que se pueden destacar las siguientes:

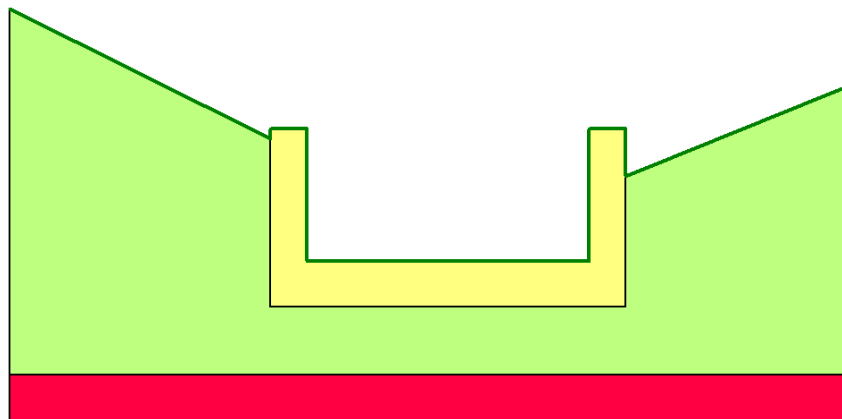
- Es conveniente que el centro de deslizamiento pésimo quede relativamente centrado en la malla de posibles centros de deslizamiento definida, no debiendo estar nunca en sus laterales.
- Se deberán tomar con precaución los resultados de los coeficientes de seguridad exageradamente elevados o extremadamente bajos.
- Siempre es conveniente revisar los equilibrios de fuerzas entre las distintas “fajas” de deslizamiento establecidas, comprobando que no queda ninguna fuerza “colgada” en dichos equilibrios.

5.6. Comprobación de la estabilidad

El canal estudiado está formado por muros de mampostería verticales, con una altura variable, que va desde 1,70 m a 2,90 m, y un espesor constante de 0,80 m.

Se va a estudiar la estabilidad de estos muros para la sección más desfavorable, 2,90 m de altura.

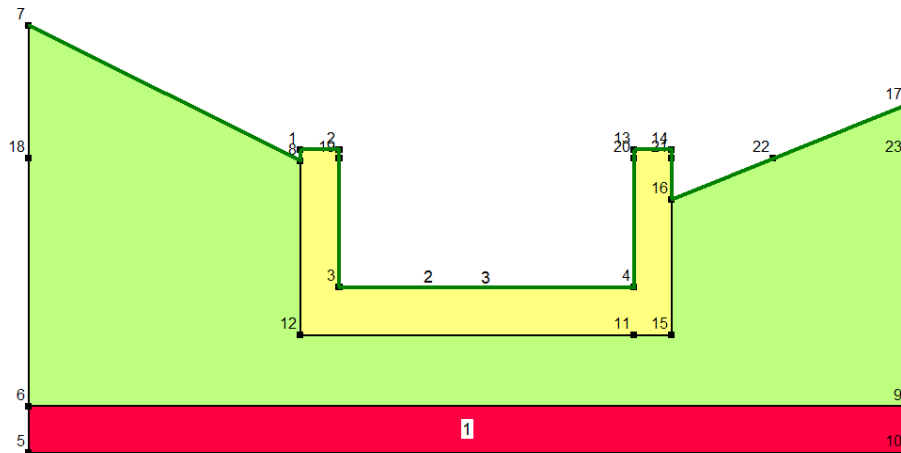
A continuación, se muestra la sección más desfavorable:



Altura muros = 2,90 m, Taludes verticales, Espesor muros = 0,80 m

5.7. Definición geométrica

Para la introducción de la sección del dique en el modelo SLOPE/W es necesario definir una serie de puntos que delimiten los distintos materiales en sus respectivos recintos.



5.8. Datos

A continuación, se va a estudiar la estabilidad de la sección del canal en las dos hipótesis analizadas.

5.9. Materiales de muro y cimiento

Teniendo en cuenta el mapa geotécnico procedente del IGME (Instituto Geológico y Minero de España), la zona está constituida por margas, arcillas, arenas y areniscas. El canal está formado por mampostería.

Teniendo en cuenta esto, estando del lado de la seguridad, se han adoptado los siguientes parámetros de cálculo:

- Canal (mampostería):**

Angulo de rozamiento interno (ϕ): 37 °

Densidad: 2,40 t/m³

Cohesión: 0,15 Kg/cm²

- Cimiento (margas, arcillas, arenas y areniscas):**

Angulo de rozamiento interno (ϕ): 30 °

Densidad: 1,90 t/m³

Cohesión: 0,11 Kg/cm²

Para el comportamiento de todos los materiales se ha supuesto el modelo de Mohr-Coulomb.

5.10. Hipótesis de cálculo

Como ya se ha indicado con anterioridad, el análisis de la seguridad frente al deslizamiento se realiza bajo las hipótesis de terreno seco y terreno saturado.

Los coeficientes de seguridad mínimos considerados, para la estabilidad de los muros, son los siguientes:

A) Terreno seco: coeficiente de seguridad mínimo **1,00**, considerando que el canal está seco y no existe nivel freático en el terreno.

B) Terreno saturado: coeficiente de seguridad **1,00**, considerando que el canal está seco, pero, para estar del lado de la seguridad, el terreno se encuentra saturado hasta la altura a la que llegó el agua en el cauce, suponiendo que no ha pasado el suficiente tiempo para que disminuya el nivel freático.

5.11. Resultados y conclusiones

Los resultados obtenidos para los cálculos de **estabilidad frente al deslizamiento** son los siguientes:

TERRENO SECO

Coeficiente de seguridad mínimo: **1,40**

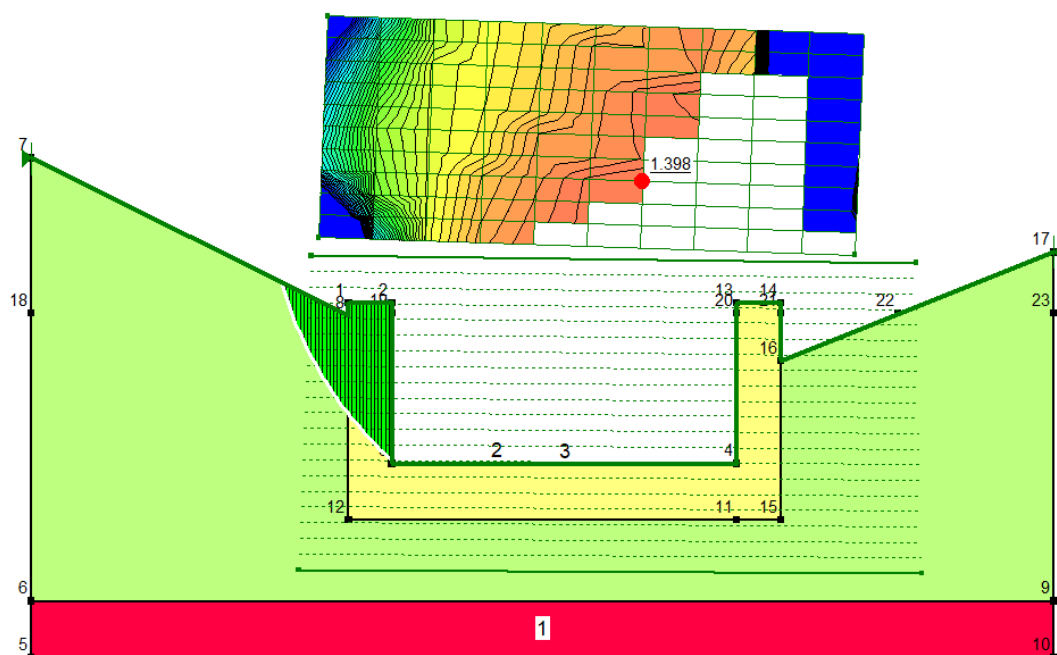
TERRENO SATURADO

Coeficiente de seguridad mínimo: **1,21**

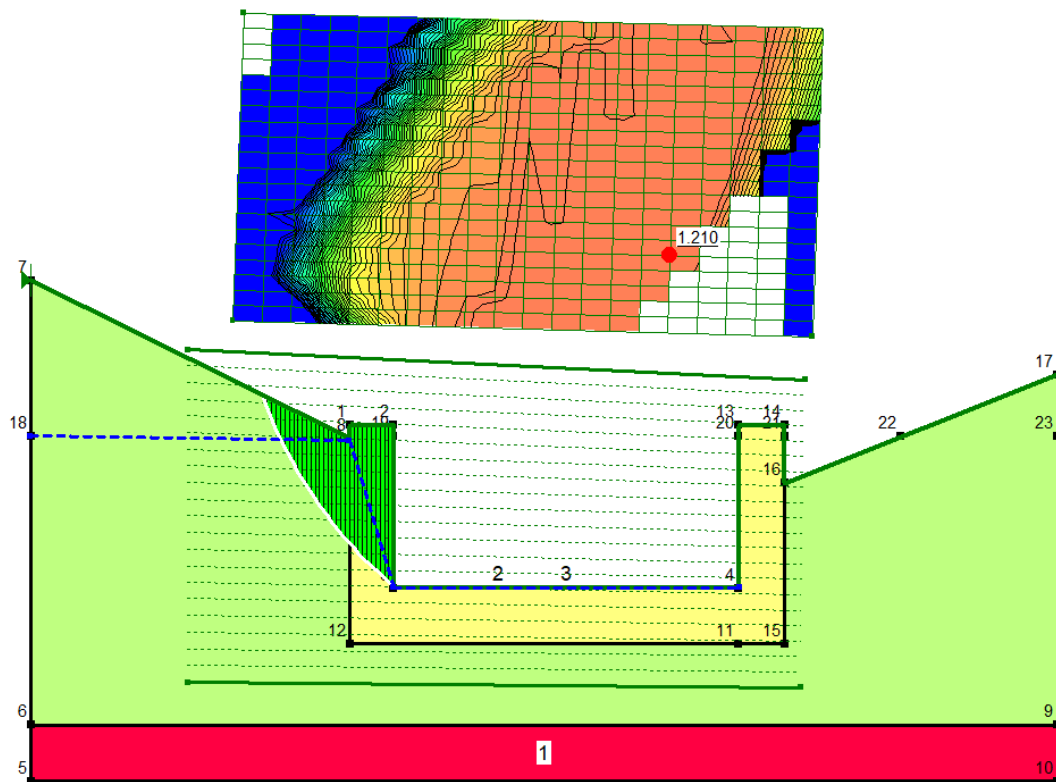
Como consecuencia de los resultados obtenidos se puede afirmar que los muros de mampostería del canal serán **ESTABLES**.

A continuación, se incluyen las salidas del programa SLOPE, para las dos hipótesis estudiadas.

TERRENO SECO



TERRENO SATURADO

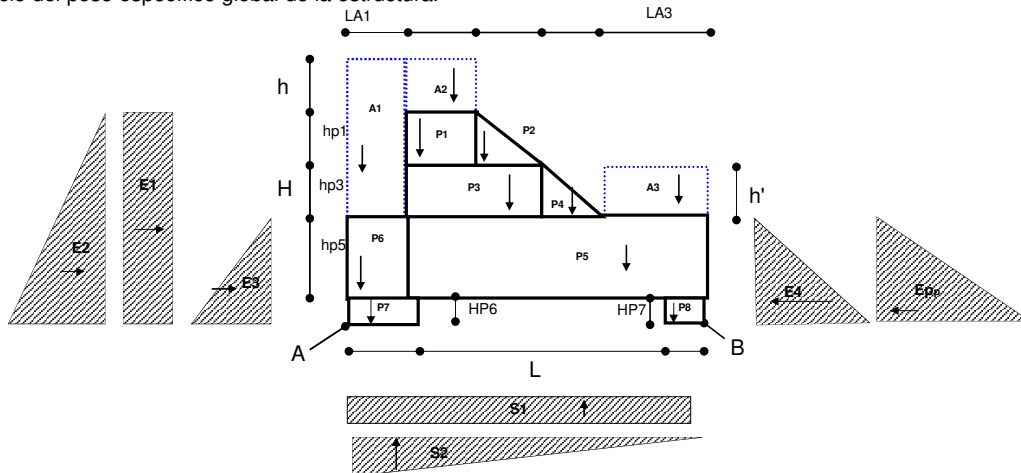




Apéndice 1. Estabilidad de diques

CÁLCULOS MECÁNICOS : DIQUE 1 (+3) CUERPO CENTRAL ZAPATA DELANTERA Y TRASERA

Calculo de dique de gravedad considerando la sección más desfavorable de recubrimiento de mampostería sobre gavión para cálculo del peso específico global de la estructura.



Se consideran dos situaciones:

1. Situación terreno seco: dique colmatado, empuje de tierras secas hasta coronación sin presencia de agua ni aguas arriba ni aguas abajo.

2. Situación en primera etapa empuje hidrostático de agua con sedimentos (más desfavorable); altura de carga h sobre dique y h' altura de carga sobre el zamepeado de aguas abajo.

DATOS DE PARTIDA

L=	10.50 m
H=	7.00 m
h=	1.50 m
h'=	0.30 m
hp1=	3.50 m
hp3=	3.50 m
hp5=	0.00 m
LA1=	1.00 m
LP1=	1.50 m
LP2=	3.50 m
LP4=	3.50 m
LA3=	1.00 m
hp6=	1.50 m
hp7=	1.50 m
LP6=	2.00 m
LP7=	2.00 m
LP8=	3.50 m

Materiale estructura	Tn/m ³	% Area Real
Peso Dique 1	2.4	0.65
Peso Gavión	1.7	0.35

Parámetros geotécnicos considerados			
$\gamma_{\text{agua}}=$	Agua sedim.	1.20	Tn/m ³
$\gamma H=$	Peso Dique 1	2.16	Tn/m ³
	Zapata	2.40	Tn/m ³
$\gamma_{\text{tsat}}=$	Terreno sat.	2.10	Tn/m ³
$\gamma_{\text{t}}=$	Terreno	1.90	Tn/m ³
$\phi =$		30	°

$$K_a = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi) = 0.67$$

$$K_p = 1 / K_a = 1.50$$

$$\text{Coef minoración subpresión} = 0.30$$

$$\text{Tensión admisible del terreno} = 2.60 \text{ kp/cm}^2$$

$$C' \text{ (sifonamiento)} = 3$$

CALCULO DE ESFUERZOS: Situación 1

	FUERZAS HORIZONTALES		BRAZO	MOMENTO	
	+	-		+	-
E ₂ (terreno)=	45.76		2.83	129.65	
E ₃ =	0.00		1.17	0.00	
E ₄ (zapata)=		-1.43	0.50		-0.71
	<u>45.76</u>	<u>-1.43</u>		<u>129.65</u>	<u>-0.71</u>

$$\begin{aligned}\Sigma F_H &= 44.33 \text{ Tn} \\ \Sigma M_A &= 128.94 \text{ Tn x m} \\ \text{Empuje pasivo} & \\ E_p &= 3.21 \text{ Tn} \\ \text{Brazo} &= 0.50 \text{ m} \\ M_A &= 1.60 \text{ Tn x m}\end{aligned}$$

	FUERZAS VERTICALES		BRAZO	MOMENTO A		BRAZO	MOMENTO B	
	+	-		+	-		+	-
P ₁ =	11.31		1.75	19.80		8.75	99.00	
P ₂ =	13.20		3.67	48.40		6.83	90.20	
P ₃ =	37.71		3.50	131.99		7.00	263.99	
P ₄ =	13.20		7.17	94.60		3.33	44.00	
P ₅ =	0.00		5.75	0.00		4.75	0.00	
P ₆ =	0.00		0.50	0.00		10.00	0.00	
P ₇ =	7.20		1.00	7.20		9.50	68.40	
P ₈ =	12.60		9.50	119.70		1.00	12.60	
A ₁ (terreno):	13.30		0.50	6.65		10.00	133.00	
S ₁ =		0.00	5.25		0.00	5.25		0.00
S ₂ =		0.00	3.50		0.00	7.00		0.00
	<u>108.53</u>	<u>0.00</u>		<u>428.34</u>	<u>0.00</u>		<u>711.18</u>	<u>0.00</u>

$$\begin{aligned}\Sigma F_v &= 108.53 \text{ Tn} \\ \Sigma M_A &= 428.34 \text{ T x m}\end{aligned}$$

CALCULO DE TENSIONES

$$C = \frac{\sum F_H}{L} = 4.22 \text{ m}^2$$

La distancia (d) de aplicación de la resultante de fuerzas en el punto A es:

$$d = \frac{\sum M}{\sum F_v} = 5.14 \text{ m}$$

$$e = 0.11 \text{ m}$$



La tensión máxima transmitida al terreno:

$$\begin{array}{lll} \sigma_{1=} & 10.98 \text{ Tn/m}^2 & \\ \sigma_{2=} & 9.70 \text{ Tn/m}^2 & \\ \text{Tensión admisible =} & 26 \text{ Tn/m}^2 & \text{cumple} \end{array}$$

COMPROBACION A DESLIZAMIENTO

$$\begin{array}{lll} C_d= & 1.49 & \text{cumple} \\ C_d(\sin E_p)= & 1.41 & \end{array}$$

COMPROBACION A VUELCO

$$C_v= 5.49 \quad \text{cumple}$$

COMPROBACIÓN DE SIFONAMIENTO (MÉTODO DE LANE)

$$C' \leq ((D_v + (D_h/3))/h)$$

C' = coeficiente de Lane
D_v = recorrido vertical
D_h = recorrido horizontal
h = carga de agua

$$\begin{array}{l} C' = 3 \\ ((D_v + (D_h/3))/h) = 253 \end{array}$$

cumple

CALCULO DE ESFUERZOS: Situación 2

FUERZAS HORIZONTALES		BRAZO	MOMENTO	
	+	-	+	-
E _{H1} =	15.30		4.25	65.03
E ₂ =	29.40		2.33	68.60
E ₃ =	1.58		0.50	0.79
E ₄ =		-1.58	0.50	-0.79
	<u>46.28</u>	<u>-1.58</u>	<u>134.41</u>	<u>-0.79</u>

$\Sigma F_H = 44.70 \text{ Tn}$
 $\Sigma M_A = 133.63 \text{ Tn x m}$
 Empuje pasivo
 $E_P = 0.00 \text{ Tn}$
 Brazo
 $M_A = 0.00 \text{ m}$
 $M_A = 1.60 \text{ Tn x m}$

FUERZAS VERTICALES			BRAZO	MOMENTO A		BRAZO	MOMENTO B	
	+	-		+	-			
P ₁ =	11.31		1.75	19.80		8.75	99.00	
P ₂ =	13.20		3.67	48.40		6.83	90.20	
P ₃ =	37.71		3.50	131.99		7.00	263.99	
P ₄ =	13.20		7.17	94.60		3.33	44.00	
P ₅ =	0.00		5.75	0.00		4.75	0.00	
P ₆ =	0.00		0.50	0.00		10.00	0.00	
P ₇ =	7.20		1.00	7.20		9.50	68.40	
P ₈ =	12.60		9.50	119.70		1.00	12.60	
A _{1(agua)} =	10.20		0.50	5.10		10.00	102.00	
A ₂ =	0.36		1.75	0.63		8.75	3.15	
A ₃ =	0.30		10.00	3.00		0.50	0.15	
S ₁ =		-5.67	5.25		-29.77	5.25		-29.77
S ₂ =		-12.92	3.50		-45.20	7.00		-90.41
	106.09	-18.59		430.42	-74.97		683.48	-120.17

$\Sigma F_v = 87.50 \text{ Tn}$
 $\Sigma M_A = 355.45 \text{ Tn x m}$
 $\Sigma M_B = 563.30 \text{ Tn x m}$

CALCULO DE TENSIONES

La tensión media de corte en la sección horizontal inferior o sección de apoyo es:

$$C = \frac{\sum F_H}{L} = 4.26 \text{ m}^2$$

La distancia de aplicación de la resultante de fuerzas en el punto A, d, es:

$$d = \frac{\sum M}{\sum F_v} = 5.59 \text{ m}$$

que la
resultante

e= d-0.5a 0.34 m



La tensión máxima transmitida al terreno:

$$\sigma_1 = 9.95 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_2 = 6.72 \text{ Tn/m}^2$$

$$\text{Tensión admisible} = 26.00 \text{ Tn/m}^2$$

cumple

COMPROBACION A DESLIZAMIENTO

Cd: coeficiente de seguridad al deslizamiento

$$C_d = \frac{\text{tg } \phi \sum F_v}{\sum F_H}$$

$$C_d = 1.20$$

cumple

$$C_d(\sin E_p) = 1.13$$

COMPROBACION A VUELCO

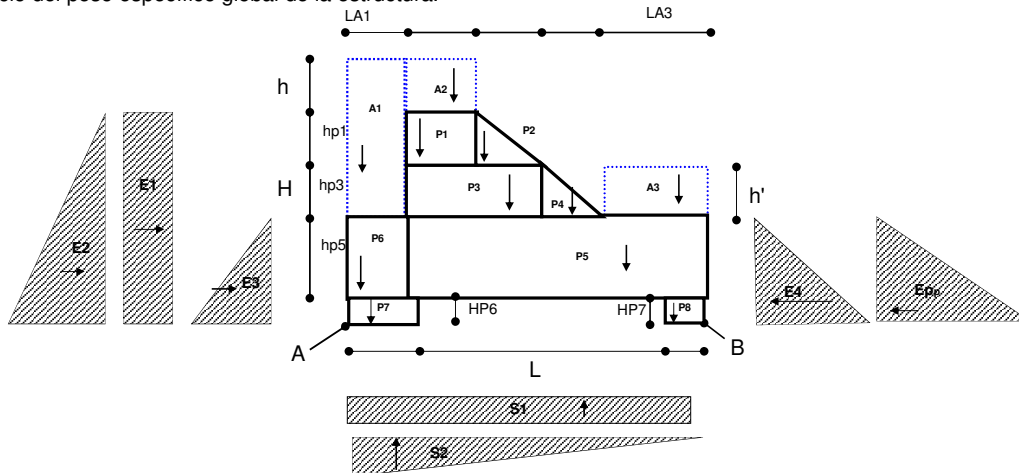
$$C_v = \frac{\sum M_{estabilizantes}}{\sum M_{volcadores}}$$

$$C_v = 2.69$$

cumple

CÁLCULOS MECÁNICOS : DIQUE 3 (+1) CUERPO CENTRAL ZAPATA DELANTERA Y TRASERA

Calculo de dique de gravedad considerando la sección más desfavorable de recubrimiento de mampostería sobre gavión para cálculo del peso específico global de la estructura.



Se consideran dos situaciones:

1. Situación terreno seco: dique colmatado, empuje de tierras secas hasta coronación sin presencia de agua ni aguas arriba ni aguas abajo.

2. Situación en primera etapa empuje hidrostático de agua con sedimentos (más desfavorable),
(altura de carga h sobre dique y h' altura de carga sobre el zampeado de aguas abajo, si la hubiera)

DATOS DE PARTIDA

L=	10.60 m
H=	5.00 m
h=	1.30 m
h'=	0.30 m
hp1=	2.50 m
hp3=	2.50 m
hp5=	0.00 m
LA1=	1.30 m
LP1=	3.30 m
LP2=	2.50 m
LP4=	2.50 m
LA3=	1.00 m
hp6=	1.30 m
hp7=	1.30 m
LP6=	2.30 m
LP7=	2.30 m
LP8=	4.30 m

Materiale estructura	Tn/m ³	% Area Real
Peso Dique 1	2.4	0.5
Peso Gavión	1.7	0.5

Parámetros geotécnicos considerados			
$\gamma_{\text{agua}}=$	Agua sedim.	1.20	Tn/m ³
$\gamma H=$	Peso Dique 1	2.05	Tn/m ³
	Zapata	2.40	Tn/m ³
$\gamma_{\text{tsat}}=$	Terreno sat.	2.10	Tn/m ³
$\gamma_{\text{t}}=$	Terreno	1.90	Tn/m ³
$\phi =$		30	°

$$K_a = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi) = 0.67$$

$$K_p = 1 / K_a = 1.50$$

$$\text{Coef minoración subpresión} = 0.30$$

$$\text{Tensión admisible del terreno} = 2.60 \text{ kp/cm}^2$$

$$C' \text{ (sifonamiento)} = 3$$

CALCULO DE ESFUERZOS: Situación 1

	FUERZAS HORIZONTALES		BRAZO	MOMENTO	
	+	-		+	-
E ₂ (terreno)=	25.14		2.10	52.79	
E ₃ =	0.00		0.83	0.00	
E ₄ (zapata)=		-1.07	0.43		-0.46
	<u>25.14</u>	<u>-1.07</u>		<u>52.79</u>	<u>-0.46</u>

$$\begin{aligned}\Sigma F_H &= 24.07 \text{ Tn} \\ \Sigma M_A &= 52.32 \text{ Tn x m} \\ \text{Empuje pasivo} & \\ E_p &= 2.41 \text{ Tn} \\ \text{Brazo} &= 0.43 \text{ m} \\ M_A &= 1.04 \text{ Tn x m}\end{aligned}$$

	FUERZAS VERTICALES		BRAZO	MOMENTO A		BRAZO	MOMENTO B	
	+	-		+	-		+	-
P ₁ =	16.91		2.95	49.89		7.65	129.38	
P ₂ =	6.41		5.43	34.81		5.17	33.10	
P ₃ =	29.73		4.20	124.85		6.40	190.24	
P ₄ =	6.41		7.93	50.82		2.67	17.08	
P ₅ =	0.00		5.95	0.00		4.65	0.00	
P ₆ =	0.00		0.65	0.00		9.95	0.00	
P ₇ =	7.18		1.15	8.25		9.45	67.81	
P ₈ =	13.42		9.45	126.78		1.15	15.43	
A ₁ (terreno):	12.35		0.65	8.03		9.95	122.88	
S ₁ =		0.00	5.30		0.00	5.30		0.00
S ₂ =		0.00	3.53		0.00	7.07		0.00
	<u>92.39</u>	<u>0.00</u>		<u>403.43</u>	<u>0.00</u>		<u>575.93</u>	<u>0.00</u>

$$\begin{aligned}\Sigma F_v &= 92.39 \text{ Tn} \\ \Sigma M_A &= 403.43 \text{ T x m}\end{aligned}$$

CALCULO DE TENSIONES

$$C = \frac{\sum F_H}{L} = 2.27 \text{ m}^2$$

La distancia (d) de aplicación de la resultante de fuerzas en el punto A es:

$$d = \frac{\sum M}{\sum F_v} = 4.94 \text{ m}$$

$$e = d - 0.5L = 0.36 \text{ m}$$



La tensión máxima transmitida al terreno:

$$\begin{array}{lll} \sigma_{1=} & 10.50 \text{ Tn/m}^2 & \\ \sigma_{2=} & 6.93 \text{ Tn/m}^2 & \\ \text{Tensión admisible =} & 26 \text{ Tn/m}^2 & \text{cumple} \end{array}$$

COMPROBACION A DESLIZAMIENTO

$$\begin{array}{lll} C_d= & 2.32 & \text{cumple} \\ C_d(\sin E_p)= & 2.22 & \end{array}$$

COMPROBACION A VUELCO

$$C_v= 10.92 \quad \text{cumple}$$

COMPROBACIÓN DE SIFONAMIENTO (MÉTODO DE LANE)

$$C' \leq ((D_v + (D_h/3))/h)$$

C' = coeficiente de Lane
D_v = recorrido vertical
D_h = recorrido horizontal
h = carga de agua

$$\begin{array}{l} C' = 3 \\ ((D_v + (D_h/3))/h) = 253 \end{array}$$

cumple

CÁLCULO DE ESFUERZOS: Situación 2

FUERZAS HORIZONTALES		BRAZO	MOMENTO	
	+	-	+	-
E _{H1} =	24.95		3.15	78.59
E ₂ =	15.00		1.67	25.00
E ₃ =	1.18		0.43	0.51
E ₄ =		-1.18	0.43	-0.51
	<u>41.13</u>	<u>-1.18</u>	<u>104.10</u>	<u>-0.51</u>

$\Sigma F_H =$ 39.95 Tn
 $\Sigma M_A =$ 103.59 Tn x m
 Empuje pasivo
 $E_P =$ 0.00 Tn
 Brazo 0.00 m
 $M_A =$ 1.04 Tn x m

FUERZAS VERTICALES		BRAZO	MOMENTO A		BRAZO	MOMENTO B	
	+	-	+	-		+	-
P ₁ =	16.91		2.95	49.89	7.65	129.38	
P ₂ =	6.41		5.43	34.81	5.17	33.10	
P ₃ =	29.73		4.20	124.85	6.40	190.24	
P ₄ =	6.41		7.93	50.82	2.67	17.08	
P ₅ =	0.00		5.95	0.00	4.65	0.00	
P ₆ =	0.00		0.65	0.00	9.95	0.00	
P ₇ =	7.18		1.15	8.25	9.45	67.81	
P ₈ =	13.42		9.45	126.78	1.15	15.43	
A _{1(agua)} =	9.83		0.65	6.39	9.95	97.79	
A ₂ =	0.36		2.95	1.06	7.65	2.75	
A ₃ =	0.30		10.10	3.03	0.50	0.15	
S ₁ =		-5.09	5.30	-26.97	5.30		-26.97
S ₂ =		-9.54	3.53	-33.71	7.07		-67.42
	<u>90.53</u>	<u>-14.63</u>		<u>405.88</u>	<u>-60.67</u>	<u>553.74</u>	<u>-94.38</u>

$\Sigma F_v =$ 75.90 Tn
 $\Sigma M_A =$ 345.21 Tn x m
 $\Sigma M_B =$ 459.35 Tn x m

CÁLCULO DE TENSIONES

$$C = \frac{\sum F_H}{L} = 3.77 \text{ m}^2$$

La distancia de aplicación de la resultante de fuerzas en el punto A, d, es:

$$d = \frac{\sum M}{\sum F_v} = 5.91 \text{ m}$$

Esto significa que la resultante pasa por el tercio central de la base de apoyo y el diagrama de tensiones transmitidas al terreno es trapezoidal. La excentricidad e resulta:

$$e = d - 0.5L = 0.61 \text{ m}$$



La tensión máxima transmitida al terreno:

$\sigma_1 =$	9.64 Tn/m ²	
$\sigma_2 =$	4.68 Tn/m ²	
Tensión admisible =	26.00 Tn/m ²	cumple

COMPROBACION A DESLIZAMIENTO

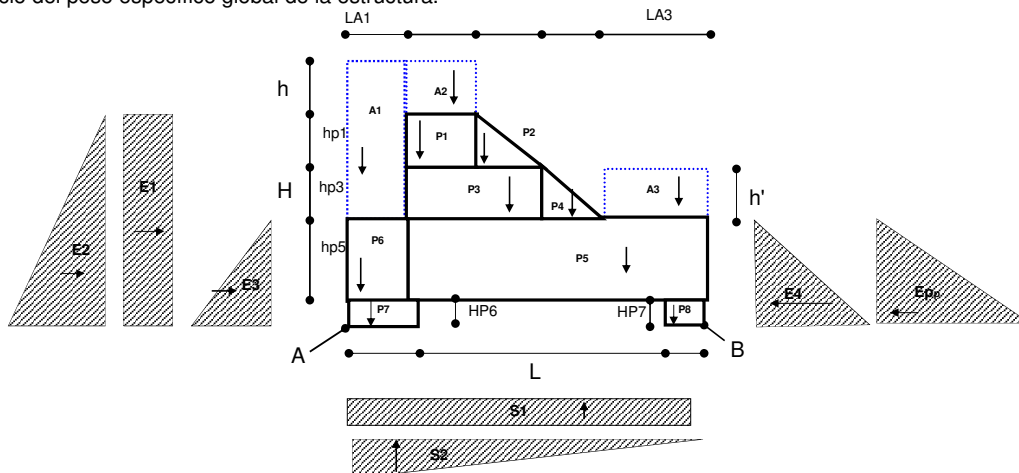
$C_d =$	1.16	cumple
$C_{d(\sin E_p)} =$	1.10	

COMPROBACION A VUELCO

$C_v =$	2.79	cumple
---------	------	---------------

CÁLCULOS MECÁNICOS : DIQUE 4 (+1) CUERPO CENTRAL ZAPATA DELANTERA Y TRASERA

Calculo de dique de gravedad considerando la sección más desfavorable de recubrimiento de mampostería sobre gavión para cálculo del peso específico global de la estructura.



Se consideran dos situaciones:

1. Situación terreno seco: dique colmatado, empuje de tierras secas hasta coronación sin presencia de agua ni aguas arriba ni aguas abajo.

2. Situación en primera etapa empuje hidrostático de agua con sedimentos (más desfavorable),
(altura de carga h sobre dique y h' altura de carga sobre el zampeado de aguas abajo, si la hubiera)

DATOS DE PARTIDA

L=	8.80 m
H=	4.40 m
h=	1.10 m
h'=	0.00 m
hp1=	2.20 m
hp3=	2.20 m
hp5=	0.00 m
LA1=	1.00 m
LP1=	2.40 m
LP2=	2.20 m
LP4=	2.20 m
LA3=	1.00 m
hp6=	1.00 m
hp7=	1.00 m
LP6=	2.00 m
LP7=	2.00 m
LP8=	3.80 m

Materiale estructura	Tn/m ³	% Area Real
Peso Dique 1	2.4	0.63
Peso Gavión	1.7	0.37

Parámetros geotécnicos considerados			
$\gamma_{\text{agua}}=$	Agua sedim.	1.20	Tn/m ³
$\gamma H=$	Peso Dique 1	2.14	Tn/m ³
	Zapata	2.40	Tn/m ³
$\gamma_{\text{tsat}}=$	Terreno sat.	2.10	Tn/m ³
$\gamma_{\text{t}}=$	Terreno	1.90	Tn/m ³
$\phi =$		30	°

$$K_a = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi) = 0.67$$

$$K_p = 1 / K_a = 1.50$$

$$\text{Coef minoración subpresión} = 0.30$$

$$\text{Tensión admisible del terreno} = 2.60 \text{ kp/cm}^2$$

$$C' \text{ (sifonamiento)} = 3$$

CALCULO DE ESFUERZOS: Situación 1

	FUERZAS HORIZONTALES		BRAZO	MOMENTO	
	+	-		+	-
E ₂ (terreno)=	18.47		1.80	33.24	
E ₃ =	0.00		0.73	0.00	
E ₄ (zapata)=		-0.63	0.33		-0.21
	<u>18.47</u>	<u>-0.63</u>		<u>33.24</u>	<u>-0.21</u>

$$\begin{aligned}\Sigma F_H &= 17.83 \text{ Tn} \\ \Sigma M_A &= 33.03 \text{ Tn x m} \\ \text{Empuje pasivo} \\ E_p &= 1.43 \text{ Tn} \\ \text{Brazo} &= 0.33 \text{ m} \\ M_A &= 0.48 \text{ Tn x m}\end{aligned}$$

	FUERZAS VERTICALES		BRAZO	MOMENTO A		BRAZO	MOMENTO B	
	+	-		+	-		+	-
P ₁ =	11.30		2.20	24.87		6.60	74.61	
P ₂ =	5.18		4.13	21.42		4.67	24.18	
P ₃ =	21.67		3.30	71.50		5.50	119.17	
P ₄ =	5.18		6.33	32.81		2.47	12.78	
P ₅ =	0.00		4.90	0.00		3.90	0.00	
P ₆ =	0.00		0.50	0.00		8.30	0.00	
P ₇ =	4.80		1.00	4.80		7.80	37.44	
P ₈ =	9.12		7.80	71.14		1.00	9.12	
A ₁ (terreno):	8.36		0.50	4.18		8.30	69.39	
S ₁ =		0.00	4.40		0.00	4.40		0.00
S ₂ =		0.00	2.93		0.00	5.87		0.00
	<u>65.61</u>	<u>0.00</u>		<u>230.72</u>	<u>0.00</u>		<u>346.68</u>	<u>0.00</u>

$$\begin{aligned}\Sigma F_v &= 65.61 \text{ Tn} \\ \Sigma M_A &= 230.72 \text{ T x m}\end{aligned}$$

CALCULO DE TENSIONES

$$C = \frac{\sum F_H}{L} = 2.03 \text{ m}^2$$

La distancia (d) de aplicación de la resultante de fuerzas en el punto A es:

$$d = \frac{\sum M}{\sum F_v} = 4.02 \text{ m}$$

$$e = d - 0.5L = 0.38 \text{ m}$$



La tensión máxima transmitida al terreno:

$$\begin{array}{lll} \sigma_{1=} & 9.37 \text{ Tn/m}^2 & \\ \sigma_{2=} & 5.54 \text{ Tn/m}^2 & \\ \text{Tensión admisible =} & 26 \text{ Tn/m}^2 & \text{cumple} \end{array}$$

COMPROBACION A DESLIZAMIENTO

$$\begin{array}{lll} C_d= & 2.20 & \text{cumple} \\ C_d(\sin E_p)= & 2.12 & \end{array}$$

COMPROBACION A VUELCO

$$C_v= 10.44 \quad \text{cumple}$$

COMPROBACIÓN DE SIFONAMIENTO (MÉTODO DE LANE)

$$C' \leq ((D_v + (D_h/3))/h)$$

C' = coeficiente de Lane
D_v = recorrido vertical
D_h = recorrido horizontal
h = carga de agua

$$\begin{array}{l} C' = 3 \\ ((D_v + (D_h/3))/h) = 253 \end{array}$$

cumple

CÁLCULO DE ESFUERZOS: Situación 2

	FUERZAS HORIZONTALES		BRAZO	MOMENTO	
	+	-		+	-
E _{H1} =	15.84		2.75	43.56	
E ₂ =	11.62		1.47	17.04	
E ₃ =	0.70		0.33	0.23	
E ₄ =		-0.70	0.33		-0.23
	<u>28.16</u>	<u>-0.70</u>		<u>60.83</u>	<u>-0.23</u>

ΣF _H =	27.46 Tn
ΣM _A =	60.60 Tn x m
Empuje pasivo	
E _P =	0.00 Tn
Brazo	0.00 m
M _A =	0.48 Tn x m

	FUERZAS VERTICALES		BRAZO	MOMENTO A		BRAZO	MOMENTO B	
	+	-		+	-		+	-
P ₁ =	11.30		2.20	24.87		6.60	74.61	
P ₂ =	5.18		4.13	21.42		4.67	24.18	
P ₃ =	21.67		3.30	71.50		5.50	119.17	
P ₄ =	5.18		6.33	32.81		2.47	12.78	
P ₅ =	0.00		4.90	0.00		3.90	0.00	
P ₆ =	0.00		0.50	0.00		8.30	0.00	
P ₇ =	4.80		1.00	4.80		7.80	37.44	
P ₈ =	9.12		7.80	71.14		1.00	9.12	
A _{1(agua)} =	6.60		0.50	3.30		8.30	54.78	
A ₂ =	0.00		2.20	0.00		6.60	0.00	
A ₃ =	0.00		8.30	0.00		0.50	0.00	
S ₁ =		-2.64	4.40		-11.62	4.40		-11.62
S ₂ =		-7.26	2.93		-21.30	5.87		-42.59
	<u>63.85</u>	<u>-9.90</u>		<u>229.84</u>	<u>-32.91</u>		<u>332.08</u>	<u>-54.21</u>

ΣF _v =	53.95 Tn
ΣM _A =	196.92 Tn x m
ΣM _B =	277.87 Tn x m

CÁLCULO DE TENSIONES

$$C = \frac{\sum F_H}{L} = 3.12 \text{ m}^2$$

La distancia de aplicación de la resultante de fuerzas en el punto A, d, es:

$$d = \frac{\sum M}{\sum F_v} = 4.77 \text{ m}$$

Esto significa que la resultante pasa por el tercio central de la base de apoyo y el diagrama de tensiones transmitidas al terreno es trapezoidal. La excentricidad e resulta:

$$e = d - 0.5L = 0.37 \text{ m}$$



La tensión máxima transmitida al terreno:

$\sigma_1 =$	7.69 Tn/m ²	
$\sigma_2 =$	4.57 Tn/m ²	
Tensión admisible =	26.00 Tn/m ²	cumple

COMPROBACION A DESLIZAMIENTO

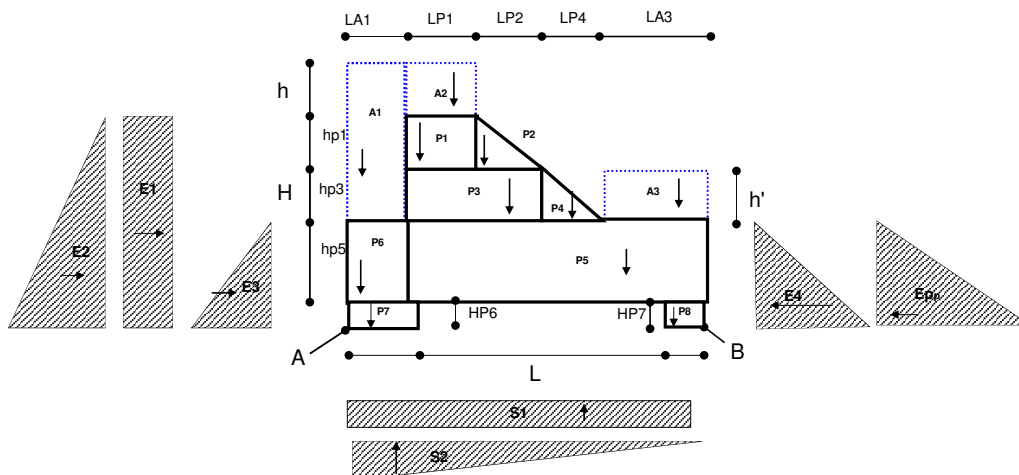
$C_d =$	1.19	cumple
$C_{d(\sin E_p)} =$	1.13	

COMPROBACION A VUELCO

$C_v =$	2.89	cumple
---------	------	---------------

CÁLCULOS MECÁNICOS : DIQUE 5 (3 m) CUERPO CENTRAL ZAPATA CORRIDA

Cálculo de dique de gravedad de mampostería con talud aguas abajo con pendiente α



Se consideran dos situaciones:

1. Situación terreno seco: dique colmatado, empuje de tierras secas hasta coronación sin presencia de agua ni aguas arriba ni aguas abajo.

2. Situación en primera etapa empuje hidrostático de agua con sedimentos (más desfavorable),
(altura de carga h sobre dique y h' altura de carga sobre el zampeado de aguas abajo, si la hubiera)

DATOS DE PARTIDA

$\tan \alpha =$	0.6
$L =$	6.50 m
$H =$	3.00 m
$h =$	1.00 m
$h' =$	0.00 m
$hp1 =$	1.50 m
$hp3 =$	1.50 m
$hp5 =$	1.50 m
$LA1 =$	1.00 m
$LP1 =$	1.30 m
$LP2 =$	0.90 m
$LP4 =$	0.90 m
$LA3 =$	2.40 m
$hp6 =$	0.50 m
$hp7 =$	0.50 m
$LP6(\text{talon}) =$	0.00 m
$LP7(\text{rastrillo}) =$	0.50 m
$LP8(\text{rastrillo}) =$	0.50 m

Materiale estructura	Tn/m ³	% Area Real
Peso Dique 1	2.4	1

Parámetros geotécnicos considerados			
$\gamma_{\text{agua}} =$	Agua sedim.	1.20	Tn/m ³
$\gamma_H =$	Peso Dique 1	2.40	Tn/m ³
	Zapata	2.40	Tn/m ³
$\gamma_{\text{sat}} =$	Terreno sat.	2.10	Tn/m ³
$\gamma_t =$	Terreno	1.90	Tn/m ³
$\phi =$		30	°

$$K_a = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi) = 0.67$$

$$K_p = 1 / K_a = 1.50$$

$$\text{Coef minoración subpresión} = 0.10$$

$$\text{Tensión admisible del terreno} = 2.60 \text{ kp/cm}^2$$

$$C'(\text{sifonamiento}) = 3$$

CALCULO DE ESFUERZOS: Situación 1

	FUERZAS HORIZONTALES		BRAZO	MOMENTO	
	+	-		+	-
E ₂ (terreno)=	15.83		1.67	26.39	
E ₃ =	0.00		0.50	0.00	
E ₄ (zapata)=		-2.53	0.67		-1.69
	<u>15.83</u>	<u>-2.53</u>		<u>26.39</u>	<u>-1.69</u>

$$\begin{aligned}\Sigma F_H &= 13.30 \text{ Tn} \\ \Sigma M_A &= 24.70 \text{ Tn x m} \\ \text{Empuje pasivo} \\ E_p &= 0.36 \text{ Tn} \\ \text{Brazo} &= 0.17 \text{ m} \\ M_A &= 0.06 \text{ Tn x m}\end{aligned}$$

	FUERZAS VERTICALES		BRAZO	MOMENTO A		BRAZO	MOMENTO B	
	+	-		+	-		+	-
P ₁ =	4.68		1.65	7.72		4.85	22.70	
P ₂ =	1.62		2.60	4.21		3.90	6.32	
P ₃ =	7.92		2.10	16.63		4.40	34.85	
P ₄ =	1.62		3.50	5.67		3.00	4.86	
P ₅ =	19.80		3.75	74.25		2.75	54.45	
P ₆ =	3.60		0.50	1.80		6.00	21.60	
P ₇ =	0.00		0.00	0.00		6.50	0.00	
P ₈ =	0.60		6.25	3.75		0.25	0.15	
A ₁ (terreno):	5.70		0.50	2.85		6.00	34.20	
S ₁ =		0.00	3.25		0.00	3.25		0.00
S ₂ =		0.00	2.17		0.00	4.33		0.00
	<u>45.54</u>	<u>0.00</u>		<u>116.89</u>	<u>0.00</u>		<u>179.12</u>	<u>0.00</u>

$$\begin{aligned}\Sigma F_v &= 45.54 \text{ Tn} \\ \Sigma M_A &= 116.89 \text{ T x m}\end{aligned}$$

CALCULO DE TENSIONES

$$C = \frac{\sum F_H}{L} \quad 2.05 \text{ m}^2$$

La distancia (d) de aplicación de la resultante de fuerzas en el punto A es:

$$d = \frac{\sum M}{\sum F_v} = 3.15 \text{ m}$$

$$e = d - 0.5L \quad 0.10 \text{ m}$$



La tensión máxima transmitida al terreno:

$\sigma_{1=}$	7.68 Tn/m ²	
$\sigma_{2=}$	6.33 Tn/m ²	
Tensión admisible =	26 Tn/m ²	cumple

COMPROBACION A DESLIZAMIENTO

C_d=	2.00	cumple
C_{d(sin Ep)=}	1.98	

COMPROBACION A VUELCO

C_v=	6.85	cumple
-----------------------	------	---------------

COMPROBACIÓN DE SIFONAMIENTO (MÉTODO DE LANE)

$$C' \leq ((D_v + (D_h/3))/h)$$

C' = coeficiente de Lane
D_v = recorrido vertical
D_h = recorrido horizontal
h = carga de agua

$$C' = 3$$
$$((D_v + (D_h/3))/h) = 253$$

cumple

CALCULO DE ESFUERZOS: Situación 2

	FUERZAS HORIZONTALES		BRAZO	MOMENTO	
	+	-		+	-
E _{H1} =	8.58		2.75	23.60	
E ₂ =	12.15		1.50	18.23	
E ₃ =	2.80		0.67	1.87	
E ₄ =		-2.80	0.67		-1.87
	<u>23.53</u>	<u>-2.80</u>		<u>43.69</u>	<u>-1.87</u>

$\Sigma F_H =$ 20.73 Tn
 $\Sigma M_A =$ 41.82 Tn x m
 Empuje pasivo
 $E_P =$ 3.54 Tn
 Brazo 0.50 m
 $M_A =$ 0.06 Tn x m

	FUERZAS VERTICALES		BRAZO	MOMENTO A		BRAZO	MOMENTO B
	+	-		+	-		
P ₁ =	4.68		1.65	7.72		4.85	22.70
P ₂ =	1.62		2.60	4.21		3.90	6.32
P ₃ =	7.92		2.10	16.63		4.40	34.85
P ₄ =	1.62		3.50	5.67		3.00	4.86
P ₅ =	19.80		3.75	74.25		2.75	54.45
P ₆ =	3.60		0.50	1.80		6.00	21.60
P ₇ =	0.00		0.00	0.00		6.50	0.00
P ₈ =	0.60		6.25	3.75		0.25	0.15
A _{1(agua)} =	4.80		0.50	2.40		6.00	28.80
A ₂ =	0.00		1.65	0.00		4.85	0.00
A ₃ =	0.00		5.30	0.00		1.20	0.00
S ₁ =		-0.98	3.25		-3.17	3.25	-3.17
S ₂ =		-1.30	2.17		-2.82	4.33	-5.63
	<u>44.64</u>	<u>-2.28</u>		<u>116.44</u>	<u>-5.99</u>		<u>173.72</u>
							<u>-8.80</u>

$\Sigma F_v =$ 42.37 Tn
 $\Sigma M_A =$ 110.45 Tn x m
 $\Sigma M_B =$ 164.92 Tn x m

CALCULO DE TENSIONES

$$C = \frac{\sum F_H}{L} = 3.19 \text{ m}^2$$

La distancia de aplicación de la resultante de fuerzas en el punto A, d, es:

$$d = \frac{\sum M}{\sum F_v} = 3.59 \text{ m}$$

Esto significa que la resultante pasa por el tercio central de la base de apoyo y el diagrama de tensiones transmitidas al terreno es trapezoidal. La excentricidad e resulta:

$$e = d - 0.5L = 0.34 \text{ m}$$



La tensión máxima transmitida al terreno:

$\sigma_1 =$	8.59 Tn/m ²	
$\sigma_2 =$	4.45 Tn/m ²	
Tensión admisible =	26.00 Tn/m ²	cumple

COMPROBACION A DESLIZAMIENTO

$C_d =$	1.20	cumple
$C_d(\sin E_p) =$	1.18	

COMPROBACION A VUELCO

$C_v =$	3.35	cumple
---------	------	---------------



Apéndice 2. Memoria de cálculo de tuberías de hormigón

Cálculo Mecánico de Tuberías de Hormigón Armado

Memoria de Cálculos

Versión 2.02a

El procedimiento para realizar los cálculos, extraído del Anexo A de la norma UNE 127 010, es el siguiente:

Determinación de acciones actuantes sobre el tubo: carga producida por relleno, carga producida por el tráfico (carretera, ferroviario o aeroportuario), carga puntual, carga uniformemente distribuida en superficie, carga producida por compactadores.

Obtención del Factor de Apoyo mínimo recomendado, según las condiciones de instalación.

Determinación de la clase resistente exigible al tubo según las acciones actuantes y las condiciones de instalación.

Este procedimiento es aplicable en la instalación de tubos de diámetro en mm: 300, 400, 500, 600, 800, 1000, 1200, 1400, 1500, 1600, 1800, 2000, 2500, 3000.

Tipos de instalación:

Se consideran cuatro tipos posibles de instalación:

Zanja

Terraplén

Zanja terraplenada

Zanja inducida en terraplén

Relleno.

La Norma clasifica las tierras del relleno en uno de los siguientes cinco tipos:

Clase de relleno.	$\lambda\mu'$	γ_r (kN/m ³)
1 Arcilla plástica	0,110	21,0
2 Arcilla ordinaria	0,130	19,2
3 Arena arcillosa	0,150	19,2
4 Arenas y gravas	0,165	17,6
5 Mat. gran. sin cohesión (zahorras)	0,192	19,0

donde:

γ_r = Peso específico del terreno, en kN/m³

$\lambda = \tan^2 (45^\circ - \phi/2)$ es el Coeficiente de Rankine

ϕ = Angulo de Rozamiento interno del relleno;

$\mu = \tan \phi$ es el Coeficiente de Rozamiento del relleno.

$\mu' = \tan \phi'$ es el Coeficiente de Rozamiento del relleno contra los paramentos de la zanja, en

que ϕ' es el correspondiente Angulo de Rozamiento.

Se permite definir al usuario las características del terreno a partir de los valores de γ_r y ϕ .

Determinación de la carga producida por el relleno:

El efecto favorable del rozamiento negativo tanto en zanja como en zanja terraplenada, disminuye a medida que aumenta la anchura de la zanja, lo que obliga a calcular también el peso del relleno como si la tubería estuviera colocada en terraplén con $\eta = 1$ y considerar como real el menor de ambos, ya que la carga para el caso de tubería colocada en terraplén es la mayor que se puede producir para una altura de relleno determinada. Este doble cálculo resulta obligado para cualquier tipo de zanja incluso la terraplenada.

Las anteriores consideraciones contempladas en la Instrucción de Tubos de Hormigón Armado y Pretensado del Instituto Eduardo Torroja no se explicitan en el Apéndice de Cálculo de la Norma UNE 127.010, si bien el Programa de Cálculo lo tiene en cuenta y realiza automáticamente la comparación dando como resultado el valor inferior.

En todos los casos, se limita la altura h_r de relleno por encima de la clave del tubo a 0,5 metros procediéndose, cuando es necesario, a avisar al usuario.

Instalación en zanja

Carga producida por el relleno:

$$q_r = C_z \cdot \gamma_r \cdot h_r \cdot b \text{ en kN/m con } h_r \text{ y } b \text{ en metros}$$

donde:

$$C_z = \frac{1 - e^{-2\lambda\mu' (h_r / b)}}{2\lambda\mu' (h_r / b)}$$

El valor de C_z depende de la razón h_r/b del coeficiente $\lambda\mu'$ característicos de cada instalación.

En aplicación de la norma UNE EN 1610, se recomienda que el resguardo lateral de la zanja sea, como mínimo, igual a los valores siguientes en función del diámetro nominal instalado:

DN	$\beta > 60^\circ$	$\beta \leq 60^\circ$
≤ 350	0.25	0.2
> 350 a ≤ 700	0.35	
> 700 a ≤ 1200	0.43	
> 1200	0.5	

Siendo β el ángulo de la pared de la zanja medido desde la horizontal.

El usuario es avisado de esta recomendación cuando resulta oportuno y se le ofrece la posibilidad de corregirlo automáticamente.

Instalación en terraplén

Carga producida por el relleno:

$$q_r = C_t \cdot \gamma_r \cdot h_r \cdot D_e \text{ en kN/m con } h_r \text{ y } D_e \text{ en metros.}$$

El valor de C_t depende de la razón h_r/D_e , del coeficiente $\lambda\mu$ y de la altura del plano de igual asentamiento h_0 y se obtiene por:

Para $h_r \leq h_0$

$$C_z = \frac{e^{2\lambda\mu(h_r / De)} - 1}{2\lambda\mu(h_r / De)}$$

Para $h_r > h_0$

$$C_z = \frac{e^{2\lambda\mu(h_0 / De)} - 1}{2\lambda\mu(h_r / De)} + \frac{h_r - h_0}{h_r} \cdot e^{2\lambda\mu(h_0 / De)}$$

El valor de h_0 , altura del plano de igual asentamiento, se obtiene ,en metros, resolviendo la ecuación:

$$e^{2\lambda\mu \frac{h_0}{De}} - 2\lambda\mu \frac{h_0}{De} = 2\lambda\mu\delta\eta + 1$$

donde:

- δ es la razón de asentamiento y depende de la naturaleza de la base sobre la que se instala el tubo. Se toma uno de los siguientes valores si el usuario no determina un valor específico:

Base rígida (roca o suelo muy compacto)	$\delta = 1$
Base de suelo natural ordinario	$\delta = 0,5$
Base muy asentable (terraplén no bien compactado)	$\delta = 0,3$

- η es la razón de proyección en terraplén:

$$\eta = \frac{h'r}{De}$$

Se toma $\eta = 1$ cuando se calcula la carga máxima de la instalación en zanja o zanja terraplenada.

Instalación en zanja terraplenada

La carga producida por el relleno se obtiene de:

$$q_r = C_{zt} \cdot \gamma_r \cdot h_r \cdot b \text{ en kN/m con } h_r \text{ y } b \text{ en metros.}$$

El valor de C_{zt} se obtiene por :

Para $h_r \leq h_0$

$$C_{zt} = \frac{1 - e^{-2\lambda\mu' (hr/b)}}{2\lambda\mu'(hr/b)}$$

Para $hr > h_0$

$$C_z = \frac{1 - e^{-2\lambda\mu' (h_0/b)}}{2\lambda\mu'(hr/b)} + \frac{hr-h_0}{hr} \cdot e^{-2\lambda\mu' (h_0/b)}$$

El valor de h_0 , altura del plano de igual asentamiento, se obtiene, en metros, resolviendo la ecuación:

$$e^{-2\lambda\mu' \frac{h_0}{b}} + 2\lambda\mu' \frac{h_0}{b} = 2\lambda\mu' |\delta'\eta'| + 1$$

donde:

- δ' es la razón de asentamiento que se suele tomar en la práctica un valor dependiente de la razón de proyección. Se obtiene por interpolación a partir de la tabla siguiente si el usuario no define directamente el valor:

η'	δ'
0.5	-0.1
1.0	-0.3
1.5	-0.5
2.0	-1.0

- η' es la razón de proyección en zanja terraplenada:

$$\eta' = \frac{h''r}{b}$$

Se recomendarán las mismas limitaciones del resguardo lateral que se recomiendan en la instalación en zanja.

Instalación en zanja inducida en terraplén.

Para la correcta ejecución de este tipo de instalación es obligatorio que $hr \geq De$. Se producirá en los casos necesarios un aviso de esta limitación al usuario.

La carga producida por el relleno se obtiene de:

$$q_r = C_{zt} \cdot \gamma_r \cdot hr \cdot b_2 \text{ en kN/m con } hr \text{ y } b_2 \text{ en metros}$$

El valor de C_{zt} se obtiene por :

Para $hr \leq h_0$

$$C_{zt} = \frac{1 - e^{-2\lambda\mu (hr / b_2)}}{2\lambda\mu(hr / b_2)}$$

Para $hr > h_0$

$$C_z = \frac{1 - e^{-2\lambda\mu (h_0 / b_2)}}{2\lambda\mu(hr / b_2)} + \frac{hr - h_0}{hr} \cdot e^{-2\lambda\mu (h_0 / b_2)}$$

El valor de h_0 , altura del plano de igual asentamiento, se obtiene, en metros, resolviendo la ecuación:

$$e^{-2\lambda\mu \frac{h_0}{b_2}} + 2\lambda\mu \frac{h_0}{b_2} = 2\lambda\mu |\delta' \eta'| + 1$$

donde:

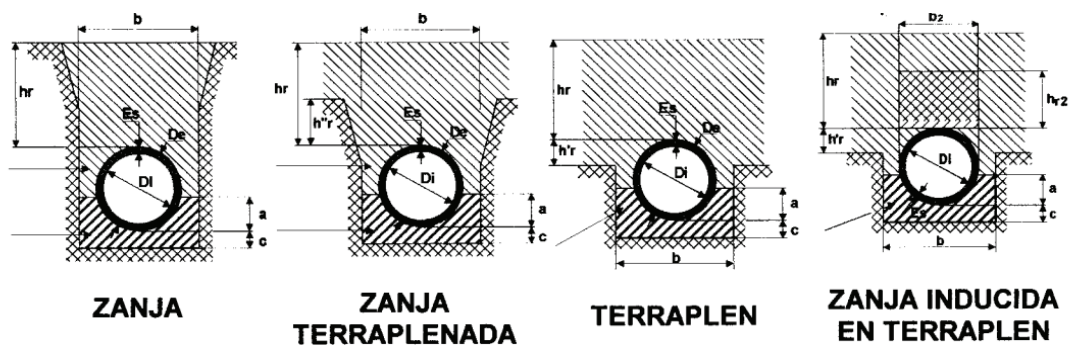
δ' es la razón de asentamiento que se suele tomar en la practica un valor dependiente de la razón de proyección. Se obtiene por interpolación a partir de la tabla siguiente si el usuario no define directamente el valor:

η'	δ'
0.5	-0.5
1.0	-0.7
1.5	-1.0
2.0	-2.0

η' es la razón de proyección en zanja inducida en terraplén:

$$\eta' = \frac{hr_2}{b_2}$$

b_2 será superior al diámetro exterior de la tubería sólo cuando el usuario lo indique al desear calcular una instalación en zanja inducida con colocación de tubería después del terraplenado. En este caso $b_2 = b$. Por defecto se considerará $b_2 = D_e$.



TIPOS DE INSTALACIÓN

Determinación de la carga producida por el tráfico automovilístico:

La norma considera tres tipos de vehículos, entre los que el usuario selecciona uno:

Eje simple de 70 kN (7t).

Eje simple de 130 kN (13t).

Carro de tres ejes de 600 kN (60t).

Los valores de las cargas en kN/m producidas sobre el tubo se obtienen de las siguientes fórmulas, siendo h_r la profundidad en metros del plano de clave, D_e el diámetro exterior en metros de la conducción y $L_e = 0,20 + 1,4h_r + 1,05 D_e$ la longitud eficaz de tubería sobre la que se aplica la carga, en metros.

- **Eje simple de 70 kN.** Se aplican las siguientes fórmulas según los valores de h_r y D_e , con $t = 1,4h_r + 0,30$ y con $s = 1,4(h_r - 1,21)$:

En el caso de que $h_r \geq 1,21$ m:

$$q_m = \frac{35}{t \cdot L_e} (D_e + s) \quad \text{si } D_e \geq s$$

$$q_m = \frac{70}{t \cdot L_e} D_e \quad \text{si } D_e < s$$

En el caso de que $h_r \leq 1,21$ m y $D_e \leq 2,0$ m:

$$q_m = \frac{35}{L_e} C_i \quad \text{si } D_e \geq t$$

$$q_m = \frac{35}{t \cdot L_e} (C_i \cdot D_e) \quad \text{si } D_e < t$$

En el caso de que $h_r \leq 1,21$ m y $D_e > 2,0$ m, con $v = D_e + 1,4h_r - 1,70$:

$$q_m = \frac{35}{t \cdot L_e} C_i \cdot v$$

- **Eje simple de 130 kN.** Se aplican las siguientes fórmulas según los valores de h_r y D_e , con $t = 1,4h_r + 0,60$ y con $s = 1,4(h_r - 1,00)$:

En el caso de que $h_r \geq 1,0$ m:

$$q_m = \frac{65}{t \cdot L_e} (D_e + s) \quad \text{si } D_e \geq s$$

$$q_m = \frac{130}{t \cdot L_e} (D_e) \quad \text{si } D_e < s$$

En el caso de que $h_r \leq 1,0$ m y $D_e \leq 2,0$ m:

$$q_m = \frac{65}{L_e} C_i \quad \text{si } D_e \geq t$$

$$q_m = \frac{65}{t \cdot L_e} (C_i \cdot D_e) \quad \text{si } D_e < t$$

En el caso de que $h_r \leq 1,0$ m y $D_e > 2,0$ m:

$$q_m = \frac{65}{t \cdot L_e} (D_e + s) \cdot C_i$$

- **Triple eje de 600 kN.** Se añade a la q_m calculada una sobrecarga de uso de $(4,0 D_e)$ kN/m. Se aplican las siguientes fórmulas según los valores de h_r y D_e , con $t = 1,4h_r + 0,60$ y con $s = 1,4(h_r - 1,00)$:

En el caso de que $h_r \geq 1,0$ m:

$$q_m = \frac{300}{t \cdot (L_e + 3,0)} (D_e + s) \quad \text{si } D_e \geq s$$

$$q_m = \frac{600}{t \cdot (L_e + 3,0)} (D_e) \quad \text{si } D_e < s$$

En el caso de que $h_r \leq 1,0$ m y $D_e \leq 2,0$ m:

$$q_m = \frac{300}{(L_e + 3,0)} \quad \text{si } D_e \geq t$$

$$q_m = \frac{100}{t \cdot L_e} \cdot D_e \quad \text{o} \quad q_m = \frac{300}{(L_e + 3,0) \cdot t} \cdot D_e$$

si $D_e < t$ tomando el mayor valor obtenido.

En el caso de que $h_r \leq 1,0$ m y $D_e > 2,0$ m:

$$q_m = \frac{300}{t \cdot (L_e + 3,0)} (D_e + s)$$

Para profundidades superiores a los 4 m no se consideran cargas de tráfico.

Para profundidades inferiores a 0,9 m y en los casos de eje simple de 70 kN y de 130 kN se aplica un coeficiente de impacto C_i según los valores indicados en la tabla siguiente:

<u>hr en m.</u>	<u>C_i</u>
$hr < 0,60$	1,20
$0,60 < hr < 0,90$	1,10
$0,90 < hr$	1,00

Se recomienda, cuando es necesario, que el recubrimiento mínimo de tierras por encima de la clave del tubo sea no menor de 1 m.

Determinación de la carga producida por el tráfico ferroviario:

En los dos modelos siguientes de cargas ferroviarias la altura del relleno por encima de la clave del tubo debe ser como mínimo de un metro. Se produce en los casos necesarios un aviso de esta limitación al usuario.

Se recomienda, cuando es necesario, que el recubrimiento mínimo de tierras por encima de la clave del tubo sea no menor de 1,5 m.

VIA RENFE:

El tren de cargas considerado es el tipo A de la instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril.

