

PROMOTOR

JUNTA DE CONCERTACIÓN DE LA UNIDAD  
DE EJECUCIÓN UE-1 DE ZORROTZAURRE

EXPEDIENTE

12-E-05 ZORROTZAURRE

FASE

PROYECTO de EJECUCIÓN

DOCUMENTO

ANEXO 1 MEMORIA  
MUROS DE CONTENCIÓN

REVISION.FECHA

V3. Noviembre 2016



Alvaro Garcia Gonzalez.  
Ingeniero CCP

JANSANA  
DE LA VILLA  
DE PAAUW  
ARQUITECTES



## ÍNDICE

1	INTRODUCCIÓN .....	5
2	PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO .....	5
2.1	Datos de partida .....	6
2.2	Formulación empleada .....	7
3	RESULTADOS DEL CÁLCULO .....	9
3.1	Sección tipo 1 .....	9
3.2	Sección tipo 2 .....	12
3.3	Sección tipo 3 .....	15
3.4	Sección tipo 4 .....	18
3.5	Sección tipo 5 .....	20
3.6	Sección tipo 6 .....	23
4	CÁLCULO DE LOS ANCLAJES EN EL MURO 09 (PUNTA SUR).....	25





COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO  
EUSKAL HERRIKO ARKITEKTOEN ELKARGO OFIZIALA  
DELEGACION EN BIZKAYA  
BIZKAKO ORDEZKARITZA

09/02/2018  
**VISADO BISATUA**

## 1 INTRODUCCIÓN

Este anejo tiene por objeto recoger la justificación de los cálculos de las estructuras de las obras de fábrica que se definen en este Proyecto.

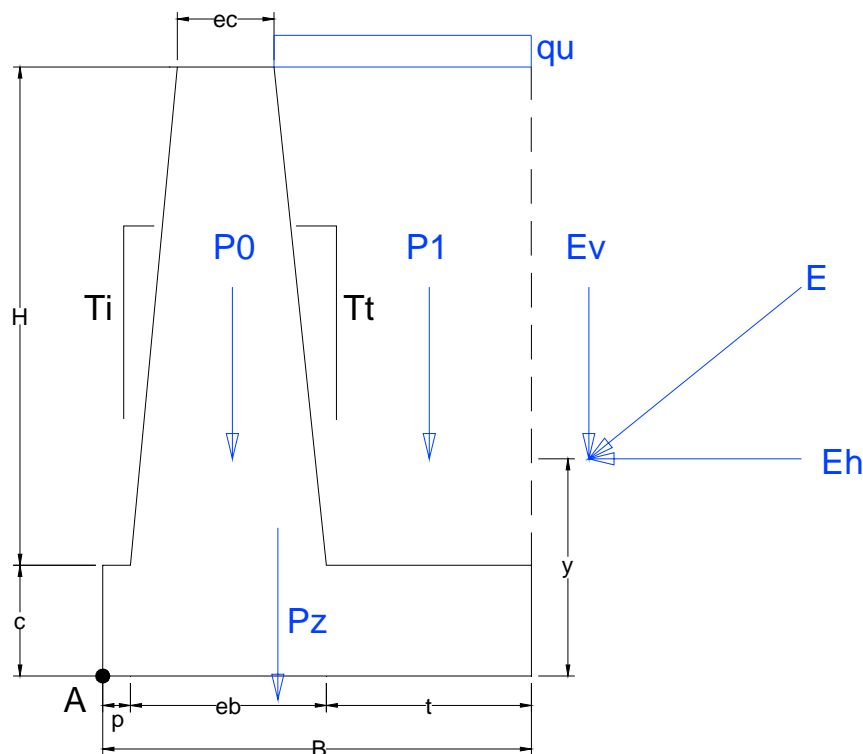
En este anejo se recoge el cálculo de los muros de contención de las rampas y de la prolongación de los muros de borde que están incluidos en el presente proyecto.

Del análisis de los distintos muros a construir, se han agrupado dichos muros en seis secciones tipo, atendiendo a la altura de los mismos y a la situación de los mismos en el terreno (terreno libre, borde de muelle o recreado de muros existente)

Las alturas de los distintos muros han quedado recogidas en los diferentes perfiles longitudinales recogidos en el plano 12-E-05 5.1 Obra civil Estructuras y Contenciones.

## 2 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

Los muros se han calculado como muros ménsula, siguiendo el siguiente esquema de dimensiones y cargas.



Donde:

$H$ , es la altura del alzado, en metros.

$e_c$ , es la anchura en la coronación, en metros.

- $T_{i,}$  es el talud del intradós, en m/m.
- $T_{t,}$  es el talud del trasdós, en m/m.
- $e_b,$  es la anchura en la base del alzado, en metros.
- $c,$  es el canto de la zapata, en metros.
- $p,$  es la longitud de la puntera, en metros.
- $t,$  es la longitud del talón, en metros.
- $P_0$  es el peso del alzado, en t.
- $P_1$  es el peso que actúa sobre el talón, en t.
- $P_z$  es el peso de la zapata, en t.
- $q_u$  es la sobrecarga de uso en el trasdós del muro, en t/m.
- $E$  es el empuje del terreno sobre la estructura, en t. Se compone del empuje horizontal,  $E_h$  y del empuje vertical,  $E_v$ .
- $y$  es la altura de aplicación del empuje de las tierras.

## 2.1 Datos de partida

Para calcular el peso del alzado y de la zapata, se ha supuesto una densidad ( $\gamma_c$ ) para el hormigón armado de  $2,5 \text{ t/m}^3$ .

En las secciones tipo 1 y 2 se ha supuesto un relleno con material granular, con una densidad ( $\gamma_s$ ) de  $1,8 \text{ t/m}^3$  y un ángulo de rozamiento interno ( $\Phi$ ) de  $30^\circ$ , sin cohesión.

En las secciones tipo 3 a 6 se ha supuesto un relleno con arlita, con una densidad ( $\gamma_s$ ) de  $0,4 \text{ T/m}^3$  y un ángulo de rozamiento interno ( $\Phi$ ) de  $35^\circ$ , también sin cohesión.

Como sobrecarga de uso se ha considerado para todas las secciones un valor de  $0,4 \text{ T/m}$ .

En la sección tipo 1 se ha considerado la existencia de agua en el trasdós (nivel freático) hasta una profundidad de la mitad de la altura del alzado.

Como materiales para la construcción del muro se ha elegido un hormigón para armar tipo HA-25 y un acero para las armaduras B500S.

Dado el ambiente cercano al mar, se ha elegido un recubrimiento mínimo de las armaduras de  $5 \text{ cm}$ . y una apertura máxima de fisura de  $0,3 \text{ mm}$ ., según especifica la EHE.



## 2.2 Formulación empleada

Se desarrolla a continuación la formulación empleada en la confección de la hoja de cálculo que ha servido para el dimensionamiento y comprobación de las distintas secciones tipo.

### Cálculo del empuje sobre el muro

El coeficiente de empuje de las tierras se obtiene de la siguiente expresión:

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

Empuje del terreno:

$$E_v = \frac{1}{2} \gamma_s K_a H^2$$

Altura de aplicación de empuje del terreno:

$$y = \frac{H+c}{3}$$

### Cálculo de la estabilidad al vuelco del muro

La estabilidad frente al vuelco se comprueba calculando el siguiente coeficiente:

$$C_{sv} = \frac{M_{est}}{M_{volc}}$$

Donde  $M_{est}$  es el momento estabilizador, y  $M_{volc}$ , el momento volcador.

Este coeficiente deberá tener un valor mínimo de 1,80.

El peso del muro y el peso del terreno son estabilizadores frente al vuelco, por contra las acciones del terreno y de la sobrecarga son volcadores.

Para el cálculo de los momentos se toman distancias al punto A.

### Cálculo de la estabilidad al deslizamiento del muro

La estabilidad frente al deslizamiento se comprueba calculando el siguiente coeficiente:

$$C_{sd} = \frac{\mu \times N}{E_h}$$

Este coeficiente deberá tener un valor mínimo de 1,50



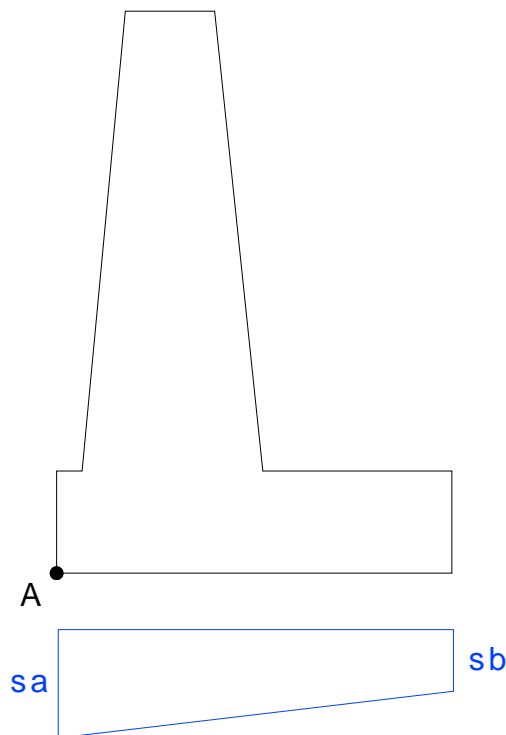
$\mu$  es el coeficiente de rozamiento entre el hormigón y el suelo. Se adopta el valor de la Tabla 4.1 del libro "Muros de Contención y Muros de Sótano" de J. Calavera.  $\mu = \text{tg } \varphi = 0.577$

N es la resultante de los pesos del muro y del terreno situado sobre el talón.

$E_h$  son las acciones horizontales del terreno y de la sobrecarga.

Cálculo de las tensiones sobre el terreno

Para calcular las tensiones sobre el terreno calcularemos la reacción del mismo, suponiendo que dicha reacción tiene una distribución trapezoidal, según el esquema de la figura siguiente:



Para calcular los valores de  $\sigma_a$  y  $\sigma_b$  se plantea el equilibrio de las fuerzas verticales y de los momentos respecto del punto A, con ello se obtienen las siguientes ecuaciones:

$$\sum F_v = \frac{1}{2} (\sigma_a + \sigma_b) \cdot B$$

$$M_{\text{est}} - M_{\text{volc}} = B \times \sigma_b \times \frac{1}{2} \times B + \frac{1}{2} (\sigma_a - \sigma_b) \times B \times \frac{1}{3} \times B = \frac{1}{2} \times B^2 \times \sigma_b + \frac{1}{6} \times B^2 (\sigma_a - \sigma_b)$$

En el caso de que  $\sigma_b$  resulte con valor negativo y dado que el terreno no admite tracciones, se recalcula la ley de tensiones con una distribución triangular según el esquema siguiente:

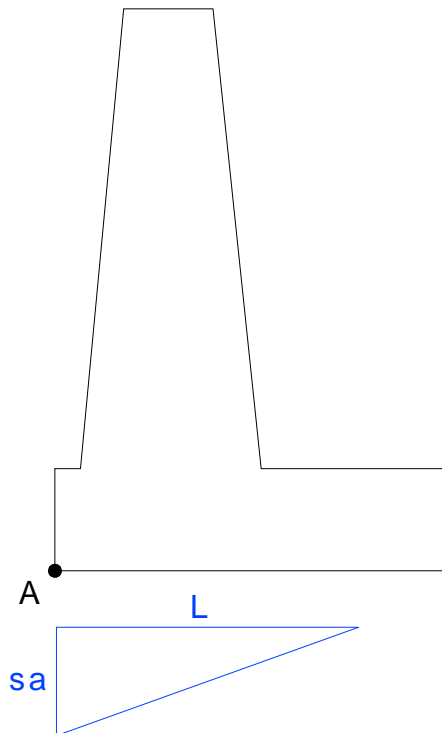
09/02/2018

COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO  
 EUSKAL HERRIKO ARKITEKTOEN ELKARGO OFIZIALA  
 DELEGACION EN BIZKAIA  
 BIZKAIA ORDEZKARITZA

VISADO BISATUA







Y las ecuaciones de equilibrio serán:

$$\sum F_v = \frac{1}{2} \cdot \sigma_a \cdot L$$

$$M_{est} - M_{volc} = \frac{1}{2} L \cdot \sigma_a \cdot \frac{1}{3} \cdot L = \frac{1}{6} \cdot L^2 \cdot \sigma_a$$

Para el dimensionamiento del muro como estructura de hormigón se siguen las recomendaciones descritas en la EHE para secciones sometidas a flexión y a esfuerzo cortante.

Se comprueba también las condiciones frente a la fisuración.

A continuación se muestran, para cada sección tipo los resultados obtenidos.

### 3 RESULTADOS DEL CÁLCULO

#### 3.1 Sección tipo 1

La altura máxima del alzado, H, obtenida de los perfiles es de 1,80 metros.

#### DIMENSIONES GEOMETRICAS SECCION TRANSVERSAL

Alzado	Altura	H =	1.80	m
	Anchura en la coronación	e <sub>c</sub> =	0.35	m
	Talud intradós	T <sub>i</sub> =	0.00	

Talud trasdós	$T_t =$	<b>0.00</b>
Anchura eb la base	$e_b =$	<b>0.350 m</b>

<b>Zapata:</b>	Canto	$c =$	<b>0.40 m</b>
	Puntera	$p =$	<b>0.10 m</b>
	Talón	$t =$	<b>1.10 m</b>
<b>Ancho total de la zapata</b>		$B =$	<b>1.55 m</b>

### HIPOTESIS CONSIDERADAS

Densidad del hormigón	$g_{hor.} =$	<b>2.50</b>	t/m3
Sobrecarga de uso	$q_u =$	<b>0.40</b>	
Angulo del relleno del trasdós	$b =$	<b>0.00</b>	º
Relleno Trasdós	$g =$	<b>1.800</b>	t/m3
Ang.roz. interno trasdós	$\varphi =$	<b>30.00</b>	º
Profundidad del nivel freático	$h_{NF} =$	<b>0.90</b>	m

### PESOS

#### CALCULO DE EMPUJES

Coef. de empuje	$K_a =$	<b>0.333</b>		
Empuje terreno	$E_g =$	<b>1.452 t</b>		
Altura aplic. empuje terreno	$Y_g =$	<b>0.733 m</b>		
Empuje sobrecarga	$E_q =$	<b>0.293 t</b>	Alzado	<b>1.575 t</b>
Altura aplic. empuje sobrecarga	$Y_q =$	<b>1.100 m</b>	Zapata	<b>1.550 t</b>
Empuje del agua	$E_w =$	<b>1.300 t</b>	Terreno y sc	<b>4.004 t</b>
Altura aplic. Empuje agua	$y_w =$	<b>0.733 m</b>	Agua	<b>0.990 t</b>
<b>Total <math>\Sigma E_h =</math></b>	<b>3.045 t</b>		<b>Total <math>\Sigma P_v =</math></b>	<b>8.119 t</b>

#### CALCULO DE MOMENTOS

Positivos	F	d	M
$P_a =$	1.575	0.275	0.433
$P_z =$	1.550	0.775	1.201
$P_{tysc} =$	4.004	1.000	4.004
$P_w =$	0.990	1.000	0.990
			<b>6.628</b>

Negativos	F	d	M
$E_g =$	1.452	0.733	1.065
$E_q =$	0.293	1.100	0.323



Ew =	1.300	0.733	0.953
			<b>2.341</b>

Mest - Mvolc = 4.288

### COMPROBACION A TENSION EN CIMENTACION EN SERVICIO

$\sigma_{adm \max} =$	T/m <sup>2</sup>	
$\sigma_a =$	0.232 T/m <sup>2</sup>	$\sigma_b = 10.249$
$\sigma_b =$	10.244 T/m <sup>2</sup>	Lt = 1.584
L =	1.550 m	Para tracciones $\sigma_a < 0$

Valores definitivos:

$\sigma_b =$	<b>10.244</b>
$\sigma_a =$	<b>0.232</b>
L =	<b>1.550</b>

### ESTABILIDAD FRENTE AL VUELCO $C_v > 1,8$

Mest	Mvolc	<b>Cv</b>
6.628	2.341	<b>2.832</b>

>1,8

### ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO $C_{sd} > 1,5$

m	N	Eh	<b>Csd</b>
0.577	8.119	3.045	<b>1.539</b>

>1,5

Y los cálculos resistentes:

ALZADO	
<b>Solicitaciones</b>	
M (T,m/m)	0.92
V (T/m)	1.62
N(T/m)	0.00
Md (T,m/m)	1.47
Vd (T/m)	2.59

Datos geométricos	
Espesor (cm)	35.00
Recubrimiento (cm)	5.0
d (cm.)	29.6
Diámetro (mm.)	8
Separación (cm.):	30
As (mm <sup>2</sup> /m)	168

ZAPATA	
<b>Solicitaciones</b>	
M (T,m/m)	3.81
V (T/m)	2.32
N(T/m)	0.00
Md (T,m/m)	6.10
Vd (T/m)	3.71

Datos geométricos	
Espesor (cm)	40.00
Recubrimiento (cm)	5.0
d (cm.)	34.5
Diámetro (mm.)	10
Separación (cm.):	15
As (mm <sup>2</sup> /m)	524

As.fyd (T/m)	7.4
w1	0.012

As.fyd (T/m)	23.2
w1	0.034

Armado necesario por agotamiento a flexión	
Mu	0.010
w	0.010
r	0.0004
As.fyd (T/m)	5.01
As	1.13

Armado necesario por agotamiento a flexión	
Mu	0.030
w	0.031
r	0.0012
As.fyd (T/m)	18.02
As	4.07

Fisuración	
Mfis (T.m/m)	5.3
s,sr (N/mm <sup>2</sup> )	1319.9
s,s (N/mm <sup>2</sup> )	227.6
a	-15.8
Alargam. medio	0.00046
sm (mm.)	369
ancho fisura (mm.)	0.29
ancho max de fisura (mm)	0.30

Fisuración	
Mfis (T.m/m)	7.0
s,sr (N/mm <sup>2</sup> )	473.3
s,s (N/mm <sup>2</sup> )	258.9
a	-0.7
Alargam. medio	0.00052
sm (mm.)	225
ancho fisura (mm.)	0.20
ancho max de fisura (mm)	0.30

Cortante	
e	1.82
r1	0.0006
Vu2 (T.)	7.4

Cortante	
e	1.76
r1	0.0015
Vu2 (T.)	11.6

### 3.2 Sección tipo 2

#### DIMENSIONES GEOMETRICAS SECCION TRANSVERSAL

<b>Alzado</b>	Altura	H =	1.21	m
	Anchura en la coronación	e <sub>c</sub> =	0.35	m
	Talud intradós	T <sub>i</sub> =	0.00	
	Talud trasdós	T <sub>t</sub> =	0.00	
	Anchura en la base	e <sub>b</sub> =	0.350	m
<b>Zapata:</b>	Canto		0.35	m
	Puntera	p =	0.00	m
	Talón	t =	0.70	m
<b>Ancho total de la zapata</b>		B =	1.05	m



### HIPOTESIS CONSIDERADAS

Densidad del hormigón	$g_{Hor.} =$	2.50	t/m <sup>3</sup>
Sobrecarga de uso	$q_u =$	0.40	
Angulo del relleno del trasdós	$b =$	0.00	°
Relleno Trasdós	$g =$	1.800	t/m <sup>3</sup>
Ang.roz.interno trasdós	$\varphi =$	30.00	°
Profundidad del nivel freático	$h_{NF} =$	1.56	m

### PESOS

#### CALCULO DE EMPUJES

Coef. de empuje	$K_a =$	0.333		
Empuje terreno	$E_g =$	0.730	t	
Altura aplic. empuje terreno	$Y_g =$	0.520	m	
Empuje sobrecarga	$E_q =$	0.208	t	Alzado 1.059 t
Altura aplic. empuje sobrecarga	$Y_q =$	0.780	m	Zapata 0.919 t
Empuje del agua	$E_w =$	0.000	t	Terreno y sc 1.805 t
Altura aplic. Empuje agua	$y_w =$	0.520	m	Agua -0.245 t
<b>Total <math>\Sigma E_h =</math></b>		<b>0.938</b>	<b>t</b>	<b>Total <math>\Sigma P_v =</math> 3.537 t</b>

#### CALCULO DE MOMENTOS

Positivos	F	d	M
$P_a =$	1.059	0.175	0.185
$P_z =$	0.919	0.525	0.482
$P_{tysc} =$	1.805	0.700	1.263
$P_w =$	-0.245	0.700	-0.172
			<b>1.759</b>

Negativos	F	d	M
$E_g =$	0.730	0.520	0.380
$E_q =$	0.208	0.780	0.162
$E_w =$	0.000	0.520	0.000
			<b>0.542</b>

Mest - Mvolc = 1.217

#### COMPROBACION A TENSION EN CIMENTACION EN SERVICIO

$\sigma_{adm \max} =$	T/m <sup>2</sup>	
$\sigma_a =$	-0.112 T/m <sup>2</sup>	$\sigma_b = 6.851$
$\sigma_b =$	6.849 T/m <sup>2</sup>	$L_t = 1.033$



L = 1.050 m

Para tracciones  $\sigma_a < 0$

Valores definitos:

$\sigma_b = 6.851$  T/m<sup>2</sup>  
 $\sigma_a = 0.000$  T/m<sup>2</sup>  
 L = 1.033 m

**ESTABILIDAD FRENTE AL VUELCO  $C_v > 1,8$**

Mest	Mvolc	Cv
1.759	0.542	3.247

>1,8

**ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO  $C_{sd} > 1,5$**

m	N	Eh	Csd
0.577	3.537	0.938	2.177

>1,5

Y los cálculos resistentes:

ALZADO	
<b>Solicitaciones</b>	
M (T,m/m)	0.27
V (T/m)	0.66
N(T/m)	0.00
Md (T,m/m)	0.43
Vd (T/m)	1.06

ZAPATA	
<b>Solicitaciones</b>	
M (T,m/m)	2.25
V (T/m)	1.09
N(T/m)	0.00
Md (T,m/m)	3.60
Vd (T/m)	1.74

Datos geométricos	
Espesor (cm)	35.00
Recubrimiento (cm)	5.0
d (cm.)	29.6
Diámetro (mm.)	8
Separación (cm.):	30
As (mm <sup>2</sup> /m)	168
As.fyd (T/m)	7.4
w1	0.012

Datos geométricos	
Espesor (cm)	35.00
Recubrimiento (cm)	5.0
d (cm.)	29.5
Diámetro (mm.)	10
Separación (cm.):	20
As (mm <sup>2</sup> /m)	393
As.fyd (T/m)	17.4
w1	0.029

Armado necesario por agotamiento a flexión	
Mu	0.003
w	0.003
r	0.0001
As.fyd (T/m)	1.45
As	0.33

Armado necesario por agotamiento a flexión	
Mu	0.024
w	0.025
r	0.0009
As.fyd (T/m)	12.40
As	2.80

09/02/2018  
 COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO  
 EUSKAL HERRIKO ARKITEKTOEN ELKARGO OFIZIALA  
 DELEGACION EN BIZKAIA  
 BIZKAIAK OREZKARITZA  
**VISADO BISATUA**

Fisuración	
Mfis (T.m/m)	5.3
s,sr (N/mm2)	1319.9
s,s (N/mm2)	66.2
a	-197.9
Alargam. medio	0.00013
sm (mm.)	369
<b>ancho fisura (mm.)</b>	<b>0.08</b>
<b>ancho max de fisura (mm)</b>	<b>0.30</b>

Fisuración	
Mfis (T.m/m)	5.3
s,sr (N/mm2)	565.1
s,s (N/mm2)	238.5
a	-1.8
Alargam. medio	0.00048
sm (mm.)	251
<b>ancho fisura (mm.)</b>	<b>0.20</b>
<b>ancho max de fisura (mm)</b>	<b>0.30</b>

Cortante	
e	1.82
r1	0.0006
<b>Vu2 (T.)</b>	<b>7.4</b>

Cortante	
e	1.82
r1	0.0013
<b>Vu2 (T.)</b>	<b>9.8</b>

### 3.3 Sección tipo 3

#### DIMENSIONES GEOMETRICAS SECCION TRANSVERSAL

<b>Alzado</b>	Altura	H =	<b>1.85</b>	m
	Anchura en la coronación	e <sub>c</sub> =	<b>0.35</b>	m
	Talud intradós	T <sub>i</sub> =	<b>0.00</b>	
	Talud trasdós	T <sub>t</sub> =	<b>0.00</b>	
	Anchura en la base	e <sub>b</sub> =	<b>0.350</b>	m
<b>Zapata:</b>	Canto		<b>0.40</b>	m
	Puntera	p =	<b>0.00</b>	m
	Talón	t =	<b>0.95</b>	m
<b>Ancho total de la zapata</b>		<b>B =</b>	<b>1.30</b>	m

#### HIPOTESIS CONSIDERADAS

Densidad del hormigón	g <sub>hor.</sub> =	<b>2.50</b>	t/m3
Sobrecarga de uso	q <sub>u</sub> =	<b>0.40</b>	t/m2
Angulo del relleno del trasdós	b =	<b>0.00</b>	º
Relleno Trasdós	g =	<b>0.450</b>	t/m3
Ang.roz. interno trasdós	φ =	<b>35.00</b>	º
Profundidad del nivel freático	h <sub>NF</sub> =	<b>1.56</b>	m

**PESOS**

#### CALCULO DE EMPUJES



Coef. de empuje	Ka = 0.271		
Empuje terreno	Eg = 0.309 t		
Altura aplic. empuje terreno	Yg = 0.750 m		
Empuje sobrecarga	Eq = 0.244 t	Alzado	1.619 t
Altura aplic. empuje sobrecarga	Yq = 1.125 m	Zapata	1.300 t
Empuje del agua	Ew = 0.690 t	Terreno y sc	1.171 t
Altura aplic. Empuje agua	yw = 0.750 m	Agua	0.276 t
	<b>Total ΣEh = 1.243 t</b>	<b>Total ΣPv = 4.365 t</b>	

**CALCULO DE MOMENTOS**

Positivos	F	d	M
Pa =	1.619	0.175	0.283
Pz =	1.300	0.650	0.845
Ptysc =	1.171	0.825	0.966
Pw =	0.276	0.825	0.227
			<b>2.322</b>

Negativos	F	d	M
Eg =	0.309	0.750	0.232
Eq =	0.244	1.125	0.274
Ew =	0.690	0.750	0.518
			<b>1.023</b>

Mest - Mvolc = 1.298

**COMPROBACION A TENSION EN CIMENTACION EN SERVICIO**

σadm max =	T/m2	
σa =	-2.107 T/m2	σb = 9.785
σb =	8.822 T/m2	Lt = 0.892
L =	1.300 m	Para tracciones σa < 0

Valores definitivos:	<b>σb = 9.785</b> T/m2	
	<b>σa = 0.000</b> T/m2	
	<b>L = 0.892</b> m	0.867

**ESTABILIDAD FRENTE AL VUELCO Cv > 1,8**

Mest	Mvolc	Cv
2.322	1.023	<b>2.268</b>

>1,8

**ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO Csd > 1,5**

m	N	Eh	Csd





0.700	4.365	1.243	2.460	>1,5
-------	-------	-------	-------	------

Y los cálculos resistentes:

ALZADO	
<b>Solicitaciones</b>	
M (T,m/m)	0.32
V (T/m)	0.45
N(T/m)	0.00
Md (T,m/m)	0.51
Vd (T/m)	0.72

ZAPATA	
<b>Solicitaciones</b>	
M (T,m/m)	0.60
V (T/m)	2.32
N(T/m)	0.00
Md (T,m/m)	0.96
Vd (T/m)	3.71

Datos geométricos	
Espesor (cm)	35.00
Recubrimiento (cm)	5.0
d (cm.)	29.6
Diámetro (mm.)	8
Separación (cm.):	30
As (mm <sup>2</sup> /m)	168
As.fyd (T/m)	7.4
w1	0.012

Datos geométricos	
Espesor (cm)	40.00
Recubrimiento (cm)	5.0
d (cm.)	34.6
Diámetro (mm.)	8
Separación (cm.):	30
As (mm <sup>2</sup> /m)	168
As.fyd (T/m)	7.4
w1	0.011

Armado necesario por agotamiento a flexión	
Mu	0.003
w	0.003
r	0.0001
As.fyd (T/m)	1.72
As	0.39

Armado necesario por agotamiento a flexión	
Mu	0.005
w	0.005
r	0.0002
As.fyd (T/m)	2.80
As	0.63

Fisuración	
Mfis (T.m/m)	5.3
s,sr (N/mm <sup>2</sup> )	1319.9
s,s (N/mm <sup>2</sup> )	78.7
a	-139.7
Alargam. medio	0.00016
sm (mm.)	369
<b>ancho fisura (mm.)</b>	<b>0.10</b>
<b>ancho max de fisura (mm)</b>	<b>0.30</b>

Fisuración	
Mfis (T.m/m)	7.0
s,sr (N/mm <sup>2</sup> )	1474.8
s,s (N/mm <sup>2</sup> )	127.6
a	-65.8
Alargam. medio	0.00026
sm (mm.)	399
<b>ancho fisura (mm.)</b>	<b>0.17</b>
<b>ancho max de fisura (mm)</b>	<b>0.30</b>

Cortante	
e	1.82
r1	0.0006
<b>Vu2 (T.)</b>	<b>7.4</b>

Cortante	
e	1.76
r1	0.0005
<b>Vu2 (T.)</b>	<b>7.9</b>

09/02/2018  
 COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO  
 EUSKAL HERRIKO ARKITEKTOEN ELKARGO OFIZIALA  
 DELEGACION EN BIZKAIA  
 BIZKAIAK OREZKARITZA  
**VISADO BISATUA**

### 3.4 Sección tipo 4

En esta sección solamente se calcula el alzado, ya que es un recreado de la sección existente

#### DIMENSIONES GEOMETRICAS SECCION TRANSVERSAL

<b>Alzado</b>	Altura	H =	2.39	m
	Anchura en la coronación	$e_c =$	0.35	m
	Talud intradós	$T_i =$	0.00	
	Talud trasdós	$T_t =$	0.00	
	Anchura en la base	$e_b =$	0.350	m
<b>Zapata:</b>	Canto		0.80	m
	Puntera	$p =$	0.00	m
	Talón	$t =$	1.65	m
<b>Ancho total de la zapata</b>		<b>B =</b>	<b>2.00</b>	<b>m</b>

#### HIPOTESIS CONSIDERADAS

Densidad del hormigón	$g_{Hor.} =$	2.50	t/m <sup>3</sup>
Sobrecarga de uso	$q_u =$	0.40	t/m <sup>2</sup>
Angulo del relleno del trasdós	$b =$	0.00	º
Relleno Trasdós	$g =$	0.450	t/m <sup>3</sup>
Ang.roz. interno trasdós	$\varphi =$	35.00	º
Profundidad del nivel freático	$h_{NF} =$	1.56	m

#### PESOS

#### CALCULO DE EMPUJES

Coef. de empuje	$K_a =$	0.271		
Empuje terreno	$E_g =$	0.620	t	
Altura aplic. empuje terreno	$Y_g =$	1.063	m	
Empuje sobrecarga	$E_q =$	0.346	t	Alzado 2.091 t
Altura aplic. empuje sobrecarga	$Y_q =$	1.595	m	Zapata 4.000 t
Empuje del agua	$E_w =$	1.630	t	Terreno y sc 2.435 t
Altura aplic. Empuje agua	$y_w =$	1.063	m	Agua 1.370 t
<b>Total <math>\Sigma E_h =</math></b>	<b>2.596</b>	<b>t</b>		<b>Total <math>\Sigma P_v =</math> 9.895 t</b>

#### CALCULO DE MOMENTOS

Positivos	F	d	M
$P_a =$	2.091	0.175	0.366



Espesor (cm)	35.00
Recubrimiento (cm)	5.0
d (cm.)	29.6
Diámetro (mm.)	8
Separación (cm.):	30
As (mm <sup>2</sup> /m)	168
As.fyd (T/m)	7.4
w1	0.012

Armado necesario por agotamiento a flexión	
Mu	0.007
w	0.007
r	0.0003
As.fyd (T/m)	3.70
As	0.84

Fisuración	
Mfis (T.m/m)	5.3
s,sr (N/mm <sup>2</sup> )	1319.9
s,s (N/mm <sup>2</sup> )	168.7
a	-29.6
Alargam. medio	0.00034
sm (mm.)	369
ancho fisura (mm.)	0.21
ancho max de fisura (mm)	0.30

Cortante	
e	1.82
r1	0.0006
Vu2 (T.)	7.4

### 3.5 Sección tipo 5

En esta sección solamente se calcula el alzado, ya que es un recreado de la sección existente

#### DIMENSIONES GEOMETRICAS SECCION TRANSVERSAL

Alzado	Altura	H =	5.60	m
	Anchura en la coronación	e <sub>c</sub> =	0.30	m
	Talud intradós	T <sub>i</sub> =	0.00	
	Talud trasdós	T <sub>t</sub> =	0.10	
	Anchura en la base	e <sub>b</sub> =	0.860	m



<b>Zapata:</b>	Canto		<b>0.00</b>	m
	Puntera	p =	<b>0.00</b>	m
	Talón	t =	<b>0.00</b>	m
<b>Ancho total de la zapata</b>		<b>B =</b>	<b>0.86</b>	m

#### HIPOTESIS CONSIDERADAS

Densidad del hormigón	$g_{Hor.} =$	<b>2.50</b>	t/m3
Sobrecarga de uso	$q_u =$	<b>0.40</b>	t/m2
Angulo del relleno del trasdós	$b =$	<b>0.00</b>	º
Relleno Trasdós	$g =$	<b>0.450</b>	t/m3
Ang.roz. interno trasdós	$\varphi =$	<b>35.00</b>	º
Profundidad del nivel freático	$h_{NF} =$	<b>1.56</b>	m

#### PESOS

##### CALCULO DE EMPUJES

Coef. de empuje	$K_a =$	0.271		
Empuje terreno	$E_g =$	1.912	t	
Altura aplic. empuje terreno	$Y_g =$	1.867	m	
Empuje sobrecarga	$E_q =$	0.607	t	Alzado 8.120 t
Altura aplic. empuje sobrecarga	$Y_q =$	2.800	m	Zapata 0.000 t
Empuje del agua	$E_w =$	4.040	t	Terreno y sc 0.000 t
Altura aplic. Empuje agua	$y_w =$	1.867	m	Agua 0.000 t
<b>Total <math>\Sigma E_h =</math></b>			<b>6.559 t</b>	<b>Total <math>\Sigma P_v =</math> 8.120 t</b>

##### CALCULO DE MOMENTOS

Positivos	F	d	M
$P_a =$	8.120	0.150	1.218
$P_z =$	0.000	0.430	0.000
$P_{tysc} =$	0.000	0.300	0.000
$P_w =$	0.000	0.300	0.000
			<b>1.218</b>

Negativos	F	d	M
$E_g =$	1.912	1.867	3.569
$E_q =$	0.607	2.800	1.700
$E_w =$	4.040	1.867	7.541
			<b>12.810</b>

Mest - Mvolc = -11.592



Y los cálculos resistentes:

ALZADO	
<b>Solicitaciones</b>	
M (T,m/m)	2.33
V (T/m)	2.65
N(T/m)	0.00
Md (T,m/m)	3.73
Vd (T/m)	4.24

<b>Datos geométricos</b>	
Espesor (cm)	63.50
Recubrimiento (cm)	5.0
d (cm.)	58.0
Diámetro (mm.)	10
Separación (cm.):	10
As (mm <sup>2</sup> /m)	785
As.fyd (T/m)	34.8
w1	0.032

<b>Armado necesario por agotamiento a flexión</b>	
Mu	0.007
w	0.007
r	0.0003
As.fyd (T/m)	6.45
As	1.45

<b>Fisuración</b>	
Mfis (T.m/m)	17.6
s,sr (N/mm <sup>2</sup> )	473.0
s,s (N/mm <sup>2</sup> )	62.7
a	-27.5
Alargam. medio	0.00013
sm (mm.)	221
<b>ancho fisura (mm.)</b>	<b>0.05</b>
<b>ancho max de fisura (mm)</b>	<b>0.30</b>

<b>Cortante</b>	
e	1.59
r1	0.0014
<b>Vu2 (T.)</b>	<b>16.9</b>



### 3.6 Sección tipo 6

#### DIMENSIONES GEOMETRICAS SECCION TRANSVERSAL

<b>Alzado</b>	Altura	H =	3.56	m
	Anchura en la coronación	$e_c =$	0.30	m
	Talud intradós	$T_i =$	0.00	
	Talud trasdós	$T_t =$	0.10	
	Anchura en la base	$e_b =$	0.656	m
<b>Zapata:</b>	Canto		0.52	m
	Puntera	$p =$	0.00	m
	Talón	$t =$	1.90	m
<b>Ancho total de la zapata</b>		<b>B =</b>	<b>2.56</b>	<b>m</b>

#### HIPOTESIS CONSIDERADAS

Densidad del hormigón	$g_{hor.} =$	2.50	t/m <sup>3</sup>
Sobrecarga de uso	$q_u =$	0.40	t/m <sup>2</sup>
Angulo del relleno del trasdós	$b =$	0.00	°
Relleno Trasdós	$g =$	0.450	t/m <sup>3</sup>
Ang.roz. interno trasdós	$\varphi =$	35.00	°
Profundidad del nivel freático	$h_{NF} =$	1.56	m

#### PESOS

#### CALCULO DE EMPUJES

Coef. de empuje	$K_a =$	0.271		
Empuje terreno	$E_g =$	1.015	t	
Altura aplic. empuje terreno	$Y_g =$	1.360	m	
Empuje sobrecarga	$E_q =$	0.442	t	Alzado 4.254 t
Altura aplic. empuje sobrecarga	$Y_q =$	2.040	m	Zapata 3.323 t
Empuje del agua	$E_w =$	2.520	t	Terreno y sc 3.804 t
Altura aplic. Empuje agua	$y_w =$	1.360	m	Agua 3.800 t
<b>Total <math>\Sigma E_h =</math></b>	<b>3.977</b>	<b>t</b>		<b>Total <math>\Sigma P_v =</math> 15.181 t</b>

#### CALCULO DE MOMENTOS

Positivos	F	d	M
$P_a =$	4.254	0.150	0.638
$P_z =$	3.323	1.278	4.247
$P_{tsc} =$	3.804	1.250	4.755

Pw =	3.800	1.250	4.750
			<b>14.389</b>

<b>Negativos</b>			
Eg =	1.015	1.360	1.380
Eq =	0.442	2.040	0.902
Ew =	2.520	1.360	3.427
			<b>5.710</b>

Mest - Mvolc = 8.680

**COMPROBACION A TENSION EN CIMENTACION EN SERVICIO**

$\sigma_{adm \max}$ =	T/m <sup>2</sup>	
$\sigma_a$ =	-3.907 T/m <sup>2</sup>	$\sigma_b$ = 17.701
$\sigma_b$ =	15.786 T/m <sup>2</sup>	Lt = 1.715
L =	2.556 m	Para tracciones $\sigma_a < 0$

Valores definitos:	$\sigma_b$ =	<b>17.701</b>	T/m <sup>2</sup>	
	$\sigma_a$ =	<b>0.000</b>	T/m <sup>2</sup>	
	L =	<b>1.715</b>	m	1.704

**ESTABILIDAD FRENTE AL VUELCO  $C_v > 1,8$**

Mest	Mvolc	Cv
14.389	5.710	<b>2.520</b>

>1,8

**ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO  $C_{sd} > 1,5$**

m	N	Eh	Csd
0.700	15.181	3.977	<b>2.673</b>

>1,5

Y los cálculos resistentes:

ALZADO	
<b>Solicitaciones</b>	
M (T,m/m)	2.94
V (T/m)	3.16
N(T/m)	0.00
Md (T,m/m)	4.70
Vd (T/m)	5.05

ZAPATA	
<b>Solicitaciones</b>	
M (T,m/m)	1.26
V (T/m)	8.08
N(T/m)	0.00
Md (T,m/m)	2.02
Vd (T/m)	12.92

Datos geométricos	
Espesor (cm)	65.60

Datos geométricos	
Espesor (cm)	52.00



Recubrimiento (cm)	5.0
d (cm.)	60.0
Diámetro (mm.)	12
Separación (cm.):	30
As (mm <sup>2</sup> /m)	377
As.fyd (T/m)	16.7
w1	0.015

Recubrimiento (cm)	5.0
d (cm.)	46.4
Diámetro (mm.)	12
Separación (cm.):	15
As (mm <sup>2</sup> /m)	754
As.fyd (T/m)	33.4
w1	0.038

Armado necesario por agotamiento a flexión	
Mu	0.008
w	0.008
r	0.0003
As.fyd (T/m)	7.87
As	1.78

Armado necesario por agotamiento a flexión	
Mu	0.006
w	0.006
r	0.0002
As.fyd (T/m)	4.37
As	0.99

Fisuración	
Mfis (T.m/m)	18.8
s,sr (N/mm <sup>2</sup> )	1016.6
s,s (N/mm <sup>2</sup> )	159.2
a	-19.4
Alargam. medio	0.00032
sm (mm.)	421
ancho fisura (mm.)	0.23
ancho max de fisura (mm)	0.30

Fisuración	
Mfis (T.m/m)	11.8
s,sr (N/mm <sup>2</sup> )	413.0
s,s (N/mm <sup>2</sup> )	44.3
a	-42.5
Alargam. medio	0.00009
sm (mm.)	233
ancho fisura (mm.)	0.04
ancho max de fisura (mm)	0.30

Cortante	
e	1.58
r1	0.0006
Vu2 (T.)	13.5

Cortante	
e	1.66
r1	0.0016
Vu2 (T.)	15.0

#### 4 CÁLCULO DE LOS ANCLAJES EN EL MURO 09 (PUNTA SUR)

Para el cálculo de los anclajes de la estructura a situar en el remate del muro 9 de la Punta Sur se ha seguido la metodología expuesta en el Apéndice D de la instrucción de la American Concrete Institute, ACI-318-02.

A continuación se muestran los resultados de cálculo realizados con una hoja de cálculo.

DATOS	
N <sub>u</sub> (t)	6.00
N <sub>u</sub> (N)	58,839.90
V <sub>u</sub> (t)	1.50
V <sub>u</sub> (N)	14,709.98

$f_c$ (Mpa)	25.00
$f_y$ (MPa)	500.00
$\gamma_s$	1.15
$\gamma_c$	1.50
$\gamma_f$	1.60
$N_{ua}$ (N)	94,143.84
$V_{ua}$ (N)	23,535.96
$n$	4
Diámetro barra (mm)	20
$h_{ef}$ (cm)	25
<b>Diseño por tracción del anclaje</b>	
$\Phi N_n$	131,116.62
$\Phi$	0.65
<b>Resistencia del acero del anclaje en tracción</b>	
$N_{sa}$ (N)	1,038,091.49
$A_{se}$ (mm <sup>2</sup> )	314.16
$f_{uta}$ (MPa)	826.09
$f_{ya}$ (MPa)	434.78
<b>Resistencia al desprendimiento del hormigón del anclaje traccionado</b>	
$N_{cb}$ (N)	201,717.88
$A_{Nc}$ (cm <sup>2</sup> )	5,625.00
$A_{Nc0}$ (cm <sup>2</sup> )	5,625.00
$\Psi_{ec,N}$	1.00
$\Psi_{ed,N}$	1.00
$\Psi_{c,N}$	1.25
$N_b$	161,374.31
$K_c$	10
$f'_c$ (Mpa)	16.67
$e'n$ (cm)	0.00
$c_{a,max}$ (cm)	50
$c_{a,min}$ (cm)	50
<b>Resistencia al arrancamiento de un anclaje a tracción</b>	
$N_{pn}$ (N)	24,000.00
$\Psi_{c,p}$	1
$N_p$ (N)	24,000.00
$e_h$ (cm)	8
$d_0$ (mm)	20

