



**Proyecto de Permeabilización Piscícola del Azud de Protección del
Viaducto de la Carretera N-502 sobre el Río Tiétar.
T.M. Arenas de San Pedro (Ávila)**



INGENIERÍA AMBIENTAL

ANEJO II. ESTUDIO HIDRÁULICO

ÍNDICE

1. PLANTEAMIENTO	1
2. CALCULO Y DISEÑO ECO – HIDRÁULICO DE LA RAMPA	1
2.1. CAUDALES DE AVENIDA Y CAUDAL DE DISEÑO	1
2.2. COMPROBACIONES ECO – HIDRÁULICAS DE LA RAMPA	2
3. CÁLCULOS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.....	4
3.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA RAMPA.....	5
3.2. COMPROBACIONES DEL DISEÑO DE LA RAMPA.....	5
3.2.1. Comprobación al vuelco.....	7
3.2.2. Resistencia al deslizamiento.....	7
3.2.3. Comprobación de la excentricidad	8
3.2.4. Comprobación de la resistencia del terreno de fundación frente a las tensiones transmitidas	8
3.2.5. Comprobación de la posible flotación de la estructura.....	9
3.3. INGENIERÍA DE LA OBRA Y MATERIALES A EMPLEAR	9
3.3.1. Aislamiento de la zona de obras.....	9
3.3.2. Accesos.....	10
3.3.3. Estructuras	10
3.3.4. Hormigones y armaduras.....	11

1. PLANTEAMIENTO

El condicionante principal para el diseño de la rampa de peces del azud, es mantener el flujo de agua necesario en periodo de estiaje, ya que es entonces cuando se puede producir la interrupción del mismo y con ello el paso de los peces, además de ser la época de freza de los ciprínidos durante el final de la primavera.

2. CALCULO Y DISEÑO ECO – HIDRÁULICO DE LA RAMPA

2.1. CAUDALES DE AVENIDA Y CAUDAL DE DISEÑO

La determinación de los caudales de avenida, para diferentes períodos de retorno, se ha realizado en el anejo correspondiente al estudio hidrológico.

Los valores de los caudales obtenidos se exponen en la tabla siguiente:

T (años)	Q (m ³ /s)
2	218
5	375
10	487
25	656
100	955
500	1.355

El caudal mínimo se ha tomado de los valores recogidos en la estación de aforos n° 161 Arenas de San Pedro y que se localiza 2,7 km aguas abajo del azud objeto del proyecto.

El valor medio aforado de los caudales para la serie 1968-2005, en los meses de mayo a junio, cuando frezan los ciprínidos, son de 8.14 y 7.61 m³/s, respectivamente.

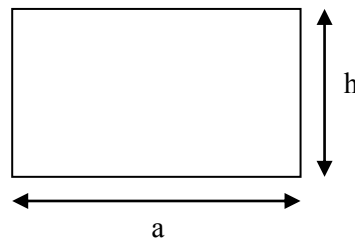
El **caudal de diseño** de la rampa deberá estar comprendido entre los caudales anteriormente mencionados, siendo la media de **7,88 m³/s**. En situación de avenida (para cualquier periodo de retorno) la rampa de peces estará completamente inundada y el agua desbordará el azud vertiendo por encima en toda su coronación.

2.2. COMPROBACIONES ECO – HIDRÁULICAS DE LA RAMPA

A continuación se calcula el calado en la rampa para el caudal de diseño.

Los datos del cauce y de las parcelas corresponden a un modelo digital del terreno de elaboración propia, a partir los datos taquimétricos 1:500 elaborados para el presente proyecto.

La determinación del calado, se hace por aplicación del principio de continuidad y la fórmula de Manning. Se considera la sección rectangular de 2 m de ancho y una pendiente constante en toda la longitud de la rampa.



$$Q = S \cdot V$$

$$V = \frac{1}{n} R_H^{2/3} \cdot \sqrt{J}$$

Siendo J la pendiente del cauce principal.

$$R_H = \frac{S}{P_{mojado}} \qquad S = a \cdot h \qquad P_{mojado} = a + 2 \cdot h$$

Como parámetro de cálculo se ha considerado un coeficiente de rugosidad $n = 0,025$, correspondiente al valor medio para canales con encachado de piedra.

Cálculo de la pendiente de la rampa			
Cota aguas arriba (m)	Cota aguas abajo (m)	L cauce(m)	J (m/m)
369	367.74	150	0,0084

La profundidad máxima se establece a la entrada a la apertura realizada en el azud. En ese punto, las condiciones serán las siguientes:

Cálculo de la profundidad máxima de la rampa		
Cota máxima de coronación (m)	Cota de la solera (m)	h max. de la rampa(m)
369.633	367.78	1.854

Condición	h (m)	a (m)	S (m ²)	P (m)	R (m)	n	I (m/m)	v (m/s)	Q (m ³ /s)	W
Q max	1.85	2.00	3.708600	5.708600	0.649651	0.025	0.0084	2.75	10.20	332.96

Por tanto, como el Q máximo admisible es superior a los caudales medios en los meses de freza, en esa época, de manera habitual, el azud no será superado y todo el caudal podría circular por la rampa. Sin embargo, como se verá más adelante, no se cumplen las condiciones de velocidad y potencia hidráulica disipada.

La velocidad mínima recomendable para el funcionamiento de la rampa es de 1 m/s (Sistemas de paso para peces en presas, CEDEX); para ese valor, el calado y el caudal necesario son:

Condición	h (m)	a (m)	S (m ²)	P (m)	R (m)	n	I (m/m)	v (m/s)	Q (m ³ /s)	W
v mínima	0.17	2.00	0.332280	2.332280	0.142470	0.025	0.0084	1.00	0.33	10.83

El funcionamiento estará garantizado durante los meses de freza, al ser ese Q mínimo muy inferior a los valores medios aforados en la época de remonte.

Por otro lado, **para que el remonte sea efectivo, la potencia hidráulica disipada debe ser, para ciprínidos < 150 W/m³, y la velocidad debería quedar entre 2 y 2,4 m/s** (Sistemas de paso para peces en presas, CEDEX). Para esa potencia el cálculo es el siguiente:

Condición	h (m)	a (m)	S (m ²)	P (m)	R (m)	n	I (m/m)	v (m/s)	Q (m ³ /s)	W
W máxima	1.00	2.00	1.994397	3.994397	0.499299	0.025	0.0084	2.31	4.60	150.00

Por tanto, respecto de la velocidad, en esas condiciones establecidas de potencia la rampa funcionaría de manera óptima.

Para los meses de freza, y para el caudal medio, se cumple:

Condición	h (m)	a (m)	S (m ²)	P (m)	R (m)	N	I (m/m)	v (m/s)	Q (m ³ /s)	W
Q junio	1.51	2.00	3.016054	5.016054	0.601280	0.025	0.0084	2.61	7.88	256.76
Q medio	1.47	2.00	2.934299	4.934299	0.594674	0.025	0.0084	2.59	7.61	247.97
Q mayo	1.55	2.00	3.094547	5.094547	0.607423	0.025	0.0084	2.63	8.14	265.23

Es decir, tanto la velocidad como la potencia disipada serán superiores a las óptimas, por lo que, para que la rampa sea efectiva, el máximo caudal circulante deberá limitarse a 4,6 m³/s, con una cota de agua de 1 m sobre la rasante a la entrada a la rotura del azud.

Ambos valores son superiores a los valores medios para los meses de freza, por lo que será necesario establecer una ventana de paso que impida que el caudal circulante sea superior.

En el documento planos se indican las cotas de establecimiento de esa ventana, así como del resto de cotas de la rampa.

3. CÁLCULOS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

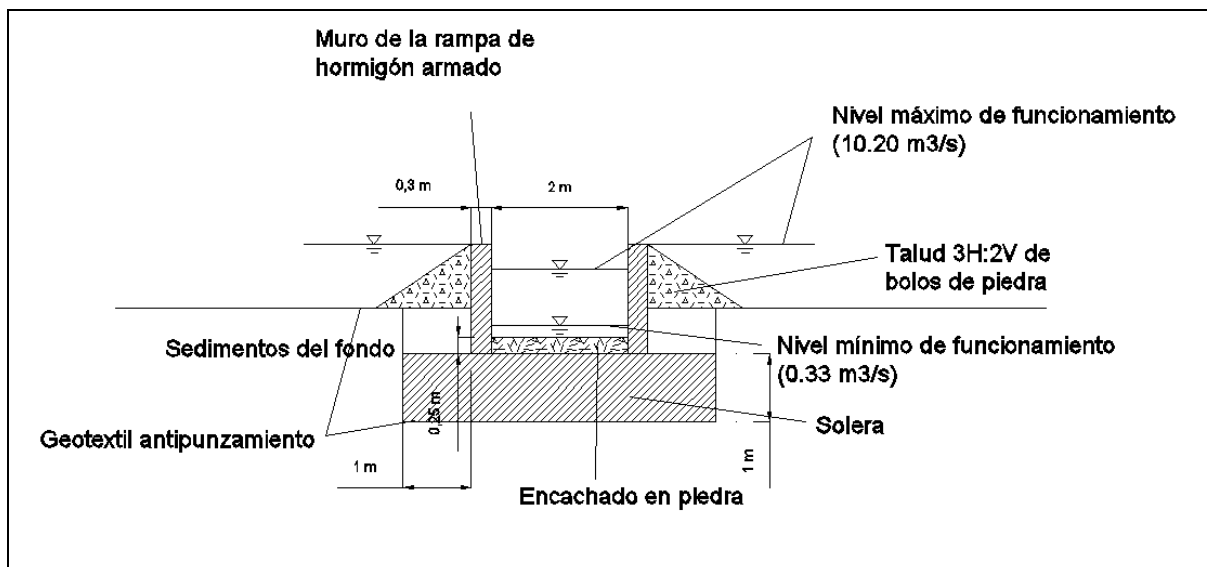
Como solución constructiva se ha elegido el hormigón armado al ser una obra en el interior del cauce y necesitar de una resistencia alta para las solicitaciones a las que se ve sometida.

En el cálculo de estas estructuras de hormigón armado deben tenerse en cuenta las siguientes condiciones:

- 1.- La rampa debe ser estable a la posibilidad de deslizamiento a lo largo de la base de cimentación. Por ello, es necesario que la resultante de las fuerzas actuantes forme con la vertical un ángulo tal que su tangente sea menor que el coeficiente de rozamiento entre la fábrica y el terreno de fundación.
- 2.- Debe ser estable a la posibilidad de vuelco.

- 3.- Las tensiones de compresión originadas en la base de la cimentación deben ser admisibles por el terreno de fundación.
- 4.- Las armaduras internas del hormigón deben ser suficientes, en cada sección de la rampa, para absorber las tensiones de tracción originadas.

3.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA RAMPA



3.2. COMPROBACIONES DEL DISEÑO DE LA RAMPA

A continuación se recogen los cálculos necesarios para comprobar la estabilidad de la rampa en la hipótesis de cálculo más desfavorable. Se considera que por el interior de la rampa no circula agua y que uno de los laterales se encuentra descalzado sin relleno mientras que el otro sufre el empuje de la tierra mojada, además de existir subpresiones.

Una vez predimensionada la estructura, se realizan las siguientes comprobaciones por unidad de longitud:

- Condición de deslizamiento
- Condición de vuelco
- Resistencia del terreno de fundación frente a las presiones transmitidas

- Excentricidad
- Flotación

Los parámetros comunes del cálculo son:

- H: altura útil de los muros laterales (m)
- e: espesor en coronación (m)
- h_w : altura de agua ($h_w=H$)
- h_t : altura de tierra (m)
- h_c : espesor de la zapata (m)
- l_t : longitud del reborde de la zapata (m)
- c : anchura del canal (m)
- l_c : longitud total de la zapata (m)
- γ_f : peso específico de la fábrica del muro cajero (2.500 kg.m^{-3})
- γ_o : peso específico del agua (1.000 kg.m^{-3})
- f_t : coeficiente de rozamiento entre fábrica y terreno (adimensional, toma el valor de la tangente del ángulo de rozamiento entre muro y terreno de cimentación, en este caso $\text{tg}30^\circ=0,58$).
- c_{sd} : coeficiente de seguridad al deslizamiento (1,5)
- c_{sv} : coeficiente de seguridad al vuelco (1,8)

Las acciones que se tienen en cuenta para el dimensionamiento de la estructura se recogen en la siguiente tabla:

ACCIONES (Kg)

Empuje de la tierra mojada sobre la obra	E tierra + E hidrostático	6,780.38
Subpresiones	Sp	4,305.00
Peso del alzado	P ₁	3,225.00
Peso del enchado	P ₂	1,300.00
Peso de la cimentación	P ₃	11,500.00
Peso de la columna de tierra mojada sobre el ala de la zapata	P ₄	4,515.00
Empuje pasivo	Ep	783.33

Los brazos que tienen cada una de estas fuerzas son los siguientes, respecto al punto más alejado de la zapata:

BRAZOS (m)

Brazo del empuje de la tierra sobre la obra	X E tierra	1.05
Subpresión	X Sp	1.97
Brazo del alzado	X P ₁	4.60
Brazo del encachado	X P ₂	2.30
Brazo del peso de la cimentación	X P ₃	2.30
Brazo del peso de la columna de tierra	X 'P ₄	4.10
Empuje pasivo	X Ep	0.50

A partir de las dos tablas anteriores obtenemos los momentos actuantes de cada una de las acciones:

MOMENTO (Kg*m)

Momento del empuje de la tierra sobre la obra	M E tierra	7,119.39
Subpresión	M Sp	8,469.21
Momento de la rampa	M P ₁	14,835.00
Momento del encachado	M P ₂	2,990.00
Momento del peso de la cimentación	M P ₃	26,450.00
Momento del peso de la columna de tierra	M 'P ₄	18,511.50
E pasivo	M Ep	391.67

3.2.1. Comprobación al vuelco

La comprobación al vuelco se obtiene de la relación entre momentos estabilizadores y volcadores:

$$\frac{\Sigma M_e}{\Sigma M_v} \geq c_{sv} = 1,8$$

De esta forma se obtiene que $4,05 > 1,8$, por lo tanto cumple para la condición de vuelco.

3.2.2. Resistencia al deslizamiento

Debe cumplirse la condición:

$$\frac{\Sigma F_v}{\Sigma F_H} \cdot f_t \geq c_{sd} = 1,5$$

De esta forma se obtiene que $1,56 > 1,5$, por lo tanto cumple para la condición de deslizamiento.

3.2.3. Comprobación de la excentricidad

Para la excentricidad tomamos la siguiente fórmula:

$$e = \frac{\Sigma M_a}{\Sigma F_v} - \frac{l_c}{2} \leq \frac{l_c}{6}; \text{ sustituyendo por los valores de cálculo se obtiene que:}$$

$0,6313 \leq 0,7666$, por lo que cumple esta condición.

3.2.4. Comprobación de la resistencia del terreno de fundación frente a las tensiones transmitidas

Las condiciones que se establecen según un diagrama trapezoidal de tensiones son:

$$\sigma_1 = 10^{-4} \left(\frac{6M_t}{l_c^2} - \frac{2F_v}{l_c} \right) = 0,06 \text{ (kg.cm}^{-2}\text{)}$$

$$\sigma_2 = 10^{-4} \left(\frac{4F_v}{l_c} - \frac{6M_t}{l_c^2} \right) = 0,64 \text{ (kg.cm}^{-2}\text{)}$$

$$\sigma_{med} = \frac{1}{4} \cdot (3 \cdot \sigma_{max} + \sigma_{min}) \leq \sigma_{adm}$$

Al ser el terreno incoherente se toman unas tensiones admisibles de $0,8 \text{ Kg/cm}^2$. Por lo que se cumple la inecuación propuesta: $0,5 < 0,8$

3.2.5. Comprobación de la posible flotación de la estructura

Al estar la rampa dentro del cauce es necesario dimensionar la estructura para que no se den problemas de flotación. Para ello debe verificarse que el peso de la rampa vacía con la cimentación, sea:

$$P \geq \gamma \cdot a \cdot b \cdot (h_1 - h_0) \cdot \delta$$

Siendo:

- γ : coeficiente de seguridad (1,15)
- a.b : superficie considerada
- h_1 : profundidad de la cimentación
- h_0 : profundidad de la capa freática
- δ : peso específico del agua (1.000 kg.m⁻³)

Para una anchura de muro de un metro tenemos que:

$$P = 17.525 \text{ kg} > 5.980 \text{ kg}$$

Con estas dimensiones no existirían problemas de flotación.

3.3. INGENIERÍA DE LA OBRA Y MATERIALES A EMPLEAR

3.3.1. Aislamiento de la zona de obras

El aislamiento de la zona de obras consiste en la delimitación del espacio en el que se van a llevar a cabo los trabajos, separando éstos de los elementos del Medio que puedan afectar a la estructura y su construcción y viceversa.

Los aislamientos más utilizados para las obras en ríos con agua son los encofrados plásticos, sacos de arena, ataguías y paneles aisladores. En nuestro caso el aislamiento se realizará mediante una ataguía conformada por sacos de arena, conduciendo el río por la actual zona de desagüe, consiguiendo una altura igual o superior a la del azud.

La derivación del agua vertiente sobre la zona de la obra se realizará en todos los casos mediante la colocación de una línea de sacos de arena que irá en triángulo desde la margen derecha del río hacia la izquierda, colocándose en paralelo al cauce actual de aguas bajas.

La defensa de la zona de obras al pie del paramento aguas abajo del azud se realizará mediante una ataguía de 171 m de longitud, 1,5 m de altura, por 1 m de base, realizada con sacos de arena.

3.3.2. Accesos

Se creará un acceso temporal a la zona de obra desde la carretera para el paso de maquinaria pequeña y la provisión de los materiales de obra, que deberá ser convenientemente restaurado una vez concluida la misma. En planos y en el Anejo N° III Integración Ambiental, se ubica dicho acceso y se indican las medidas para su restauración.

3.3.3. Estructuras

3.3.3.1. Elementos estructurales

Rampa

Serán elementos fabricados en hormigón armado, de acuerdo a las características reseñadas en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, y cuyas dimensiones y detalles constructivos vienen reflejados en el documento Planos del Proyecto.

Las paredes son de unos 0,30 m de grosor, y se arman mediante mallas electrosoldadas verticales, que quedarán ancladas a la solera.

Solera

Mediante excavación de los sedimentos se replanteará sobre el terreno el nivel de la solera recogido en el documento planos. La solera será de hormigón armado, con 1 m de grosor y anchura la de la rampa más 1 m a cada lado, sumando 4,6 m de anchura (2 m de la rampa, 30 cm de cada pared y 1 de cada reborde)

Antes de proceder a la construcción de la solera, mediante encofrado y hormigón hidráulico, podría ser necesario extender una capa de 100 mm de hormigón de limpieza.

Tras la excavación de la solera se comprobará que el terreno es capaz de soportar las cargas de los elementos proyectados. En caso de que no se pueda garantizar la estabilidad de la estructura, se procederá a excavar la solera hasta encontrar roca o terreno, en todo caso que garantice la estabilidad de la obra.

La zapata se armará mediante una estructura de barras corrugadas a tracción.

3.3.4. Hormigones y armaduras

3.3.4.1. Hormigón y armadura de la estructura

El hormigón de la estructura cumple con las características HA-25/P/20/III, y se empleará para su armado una estructura de mallas electrosoldadas. Las mallas cumplirán con las especificaciones de la norma UNE 36092:1996: Mallas electrosoldadas de acero para armaduras de hormigón armado.

Se emplearán los siguientes coeficientes:

Coficiente de mayoración de cargas: $\gamma_f=1,60$

Coficiente de minoración de la resistencia del hormigón: $\gamma_c=1,50$

Coficiente de minoración de la resistencia del acero: $\gamma_s=1,15$

Resistencia de cálculo del hormigón: $f_{cd}= f_{ck}/\gamma_c$

Resistencia de cálculo del acero: $f_{yd}= f_{yk}/\gamma_s$

Para simplificar la ejecución de la obra se considerará una sección de cálculo para el **alzado** (en el arranque) y otra para la **zapata** (en la base de los alzados donde se darán los mayores momentos) tomando en cada caso los esfuerzos de cálculo más desfavorables obtenidos entre la hipótesis de cálculo.

3.3.4.2. Cálculo a flexión simple

Dimensionamiento de la armadura vertical

-Canto de la sección: h

-Anchura de la sección: b= 1 m (se consideran todos los cálculos por metro lineal de muro).

-Recubrimiento de hormigón: r

Según la norma EHE en su apartado 37.2.2. establece que :

$$r_{\text{nom}} = r_{\text{min}} + Ar$$

siendo:

r_{nom} : recubrimiento nominal

r_{min} : recubrimiento mínimo (25 mm)

Ar : margen de recubrimiento que, en este caso, en función del tipo de elemento y del nivel de ejecución es de 10 mm.

Por lo que al final, el recubrimiento r buscado es igual a la siguiente expresión:

$$r = 25 + 10 + \text{radio}_{\text{arm. ppal}}$$

-Canto útil: $d = h - r$

-Separación entre ejes de barras: 12,5 cm

-Momento mayorado: $M_d = 1,6 \cdot M$ N.m

siendo M , el momento flector más desfavorable de las dos hipótesis calculadas (aterrado y sin aterrado).

$-U_o = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$ N

-Momento tope: $M_r = 0,375 \cdot U_o \cdot d$ N.m

Se debe comprobar que $M_r > M_d$. Si se cumple esta premisa, como ocurre en los diques proyectados, no es necesario armadura a compresión

- Capacidad de acero mínima:

$$U_{sm} = 0,4 \cdot U_c, \quad \text{con } U_c = f_{cd} \cdot b \cdot h$$

- Capacidad mecánica necesaria del acero:

$$U_{s1} = U_o \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_d}{U_o \cdot d}} \right) \quad \text{N}$$

- Capacidad de acero recomendada (en el caso que $U_{sm} < U_{sr}$)

$$U_{sr} = 1,33 \cdot U_{s1} \quad \text{N}$$

- Cuantía geométrica de acero

$$C_g = 0,9 \cdot b \cdot h / \text{metro}$$

- Sección en cm² de la armadura a tracción:

$$A_s = \frac{U_{smax}}{f_{yd}}$$

siendo:

$$U_{smax} = \max(U_{s1}, U_{sm}, C_g). \quad \text{Si } \max = U_{sm}, \quad U_{smax} = \max(U_{sr}, U_{s1}, C_g). \quad \text{N}$$

Una vez elegida la sección de la armadura a tracción se debe comprobar que cumple la cuantía geométrica mínima que dice la norma EHE, cuyos valores reflejados en la tabla 42.3.5 se recogen a continuación. A partir de estos valores se determina también la armadura transversal.

* **En alzado**

- Longitudinales: 0,9 por mil, cara tracción
 30% de 0,9 por mil, cara compresión
- Transversales: 2/3 de 1,6 por mil, cara vista
 1/3 de 1,6 por mil, cara no vista

* **En zapata**

- Longitudinales: 0,9 por mil, ambas caras

- Transversales: 0,9 por mil, ambas caras

En las tablas siguientes se presentan estos cálculos:

ALZADO:

r	Recubrimiento	$r = 25 + 10 + r_{arm.ppal.}$	0.06	m
b	Anchura	b	1.00	m
s	Separación entre ejes de barras	s	0.20	m
h	Canto alzado	h	0.30	m
d	Canto útil alzado (d)	$d = h - r$	0.25	m

M _{desf.}	Momento más desfavorable (M)	max M	22.64	mKN
--------------------	------------------------------	-------	-------	-----

U _o	U _o	$0,85 \cdot fcd \cdot b \cdot d$	3.470.83	K.N
Mr	Momento tope (Mr)	$0,375 \cdot U_o \cdot d$	318.88	m.K.N
Md	Momento mayorado (Md)	$1,6 \cdot M$	36.22	m.K.N
	Comprobación de armadura a compresión	$Mr > Md$	No necesita armadura de compresión	
Us1	Capacidad mecánica de acero necesaria	$U_{o,i} \cdot (1 - (1 - 2 \cdot M_d / U_o \cdot d))^{1/2}$	151.13	K.N
U _c	U _c	$fcd \cdot b \cdot h$	5.000.00	K.N
U _{sm}	Capacidad acero mínima	$0,04 \cdot U_c$	200.00	K.N
U _{sr}	Capacidad acero recomendada	$1,33 \cdot U_{si}$ (si $U_{sm} < U_{sr}$)	200.00	K.N
C _g	Cuantía geométrica de acero	$0,9 \cdot b \cdot h / \text{metro}$	2.70	cm ²
Asl	Sección de acero necesaria por metro lineal de muro	$MAX((U_{sm} ; U_{s1}) / f_{vd} ; C_g)$	4.60	cm ²
Asl	Sección acero de cálculo final	$U_{sm} ; U_{s1} ; C_g ; U_{sr}$	4.60	cm ²

Para estos valores de secciones se toman las armaduras siguientes:

ARMADURA VERTICAL

Armadura cara tracción (0,9 por mil)			
ϕ_{min} para la sección de acero por metro lineal de muro	ϕ	12.00	mm
Sección de acero real por metro lineal de muro	Sup	5.65	cm ²
		1.88	por mil
CUMPLE LA NORMA			
Cuantía geométrica mínima (C _g)	Sup	2.70	cm ²
Armadura cara compresión: 30% tracción (30% de 0,9 por mil)			
		0.81	cm ²
ϕ_{min} para la sección de acero por metro lineal de muro	ϕ	8.00	mm
Sección de acero real por metro lineal de muro	Sup	2.51	cm ²

		0.84	por mil
		CUMPLE LA NORMA	

ARMADURA HORIZONTAL

Armadura cara vista (2/3 de 1,6 por mil)	□		
ϕ_{min} para la sección de acero por metro lineal de muro	ϕ	10.00	mm
Sección de acero real por metro lineal de muro	Sup	3.93	cm ²
		1.31	por mil
		CUMPLE LA NORMA	
Armadura cara no vista (1/3 de 1,6 por mil)			
ϕ_{min} para la sección de acero por metro lineal de muro	ϕ	8.00	mm
Sección de acero real por metro lineal de muro	Sup	2.51	cm ²
		0.84	por mil
		CUMPLE NORMA	

ZAPATA:

r	Recubrimiento	$r = 25 + 10 + r_{arm.ppal.}$	0.06	m
b	Anchura	b	1.00	m
s	Separación entre ejes de barras	s	0.20	m
h	Canto	h	1.00	m
d	Canto útil (d)	$d = h - r$	0.95	m

$M_{dest.}$	Momento más desfavorable (M)	max M	25.82	mKN
-------------	------------------------------	-------	-------	-----

ARMADURA LONGITUDINAL

Uo	Uo	$0,85 \cdot fcd \cdot b \cdot d$	13,387.50	KN
Mr	Momento tope (Mr)	$0,375 \cdot Uo \cdot d$	4,744.20	mKN
Md	Momento mayorado (Md)	$1,6 \cdot M$	41.31	mKN
	Comprobación de armadura a compresión	$Mr > Md$	No necesita armadura de compresión	
Us1	Capacidad mecánica de acero necesaria	$Uo \cdot ((1 - (1 - 2 \cdot Md / Uo \cdot d))^{1/2})$	43.79	KN
Uc	Uc	$fcd \cdot b \cdot h$	16,666.67	KN
Usm	Capacidad acero mínima	$0,04 \cdot Uc$	666.67	KN
Usr	Capacidad acero recomendada	$1,33 \cdot U_{si}$ (si $U_{sm} < U_{sr}$)	58.24	KN
Cg	Cuantía geométrica de acero	$0,9 \cdot b \cdot h / \text{metro}$	9.00	cm ²
Asl	Sección de acero necesaria por metro lineal de muro	$MAX((Usm ; Us1) / f_{yd} ; Cg)$	15.33	cm ²
Asl	Sección acero de cálculo final	$Usm ; Us1 ; Cg ; Usr$	9.00	cm ²

Para estos valores de secciones se toman las armaduras siguientes:

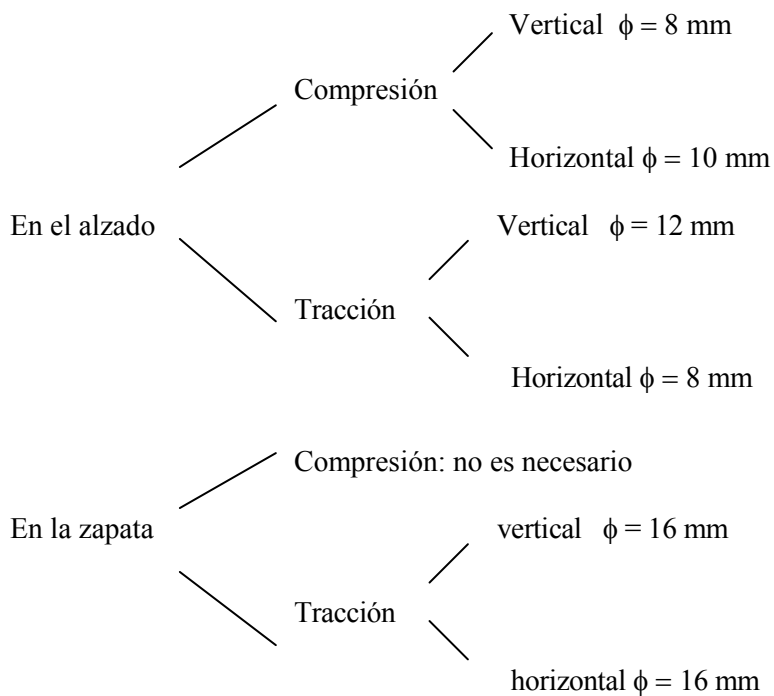
ARMADURA VERTICAL

Armadura simétrica (0,9 por mil para cada cara)			
ϕ_{min} para la sección de acero por metro lineal de muro	ϕ	16.00	mm
Sección de acero real por metro lineal de muro	Sup	10.05	cm ²
		1.01	por mil
		CUMPLE NORMA	

ARMADURA HORIZONTAL

Armadura simétrica (0,9 por mil para cada cara)			
ϕ_{min} para la sección de acero por metro lineal de muro	ϕ	16.00	mm
Sección de acero real por metro lineal de muro	Sup	10.05	cm ²
		1.01	por mil
		CUMPLE NORMA	

RESUMEN DE LOS VALORES PARA LAS ARMADURAS:



La separación de todas las barras será de 20 cm.

3.3.4.3. Comprobación del estado límite de fisuración (para la armadura principal)

La comprobación del Estado Límite de fisuración consiste en satisfacer la siguiente inecuación:

$$W_k \leq W_{max}$$

donde:

W_k : abertura característica de la fisura

W_{max} : abertura máxima de fisura, que para el ambiente que nos ocupa (IIa) es de 0,3.

$$W_k = \beta \cdot S_m \cdot \varepsilon_{sm}$$

con:

$$-\beta = 1,7$$

$$-S_m = 2 \cdot c + 0,2 \cdot s + 0,4 \cdot K_1 \cdot \frac{\phi \cdot A_{c,eficaz}}{A_s}, \text{ separación media de fisuras (mm)}$$

$$-\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[1 - K_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0,4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}, \text{ alargamiento medio de las armaduras}$$

-c: recubrimiento de hormigón

-s: distancia entre armaduras longitudinales (si $s > 15 \cdot \phi$, se toma $s = 15 \cdot \phi$)

- K_1 : 0,125

- ϕ : diámetro de la barra traccionada más gruesa

- $A_{c,eficaz}$: área de hormigón de la zona de recubrimiento

$$-A_{c,ef} = b \cdot \frac{h}{4}$$

- A_s : sección total de las armaduras situadas en el área $A_{c,eficaz}$

- σ_s : tensión de servicio de la armadura en la sección fisurada

$$\sigma_s = \frac{M}{0,8 \cdot d \cdot A_s}$$

- E_s : módulo de deformación longitudinal del acero, igual a 210.000 N/m²

- K_2 : 0,5

- σ_{sr} : tensión de la armadura en la sección fisurada en el instante que se fisura el hormigón, lo que se supone que pasa cuando la tensión de hormigón alcanza el valor de $f_{ct,m}$

$$\sigma_{sr} = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot \frac{f_{ct,m}}{0,9 \cdot d \cdot A_s}$$

con: $f_{ct,m} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$ N/mm², con f_{ck} en N/mm²

En las tablas siguientes se presentan estos cálculos:

ALZADO:

A_s	Sección total de las armaduras situadas en el área $A_{c,eficaz}$	A_s	0.00057	m ²
ϕ	Diámetro de la barra traccionada más gruesa o diámetro equivalente en el caso de grupo de barras	ϕ	0.01	m
$A_{c,eficaz}$	Área de hormigón de la zona de recubrimiento	$b \cdot h/4$	0.08	m ²
c	Recubrimiento de hormigón	c	0.06	m
s	Distancia entre barras longitudinales (Si $s > 15\phi$, se toma $s = 15\phi$)	s	0.20	m
E_s	Módulo de deformación longitudinal del acero	E_s	210,000,000.00	KN/m ²
K_1	Coefficiente que representa la influencia del diagrama de tracciones en la sección	K_1	0.125	
K_2	Coefficiente	K_2	0.500	
σ_s	Tensión de la armadura fisurada	$M_{desfavorable}/(7/8 \cdot d \cdot A_s)$	186,736.93	KN/m ²
f_{ck}	Resistencia característica de proyecto a compresión	f_{ck}	25.00	N/mm ²
$f_{ct,m}$	Resistencia media a tracción	$0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2,564.96	KN/m ²
σ_{sr}	Tensión de la armadura fisurada	$(b \cdot h^2/6) \cdot (f_{ct,m}/0,9 \cdot d \cdot A_s)$	308,561.37	KN/m ²
s_m	Separación media de fisuras	$2c+0,2s+0,4K_1(\phi A_{c,eficaz}/A_s)$	315.786	mm

β	Coefficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico	β	1.7
ϵ_{sm}	Alargamiento medio de las armaduras	$\frac{\sigma_s}{E_s} \{1 - K_2 (\sigma_{sr}/\sigma_s)^2\} // 0,4 \cdot \sigma_s / E_s$	0.00036
W_k	Abertura característica de fisura	$\beta \cdot S_m \cdot \epsilon_{sm}$	0.19
W_{max}	Abertura máxima de fisura	W_{max}	0.3
	Si $W_k < W_{max}$	CUMPLE A FISURACION	

ZAPATA:

A_s	Sección total de las armaduras situadas en el área $A_{c,eficaz}$	A_s	0.00101	m^2
ϕ	Diámetro de la barra traccionada más gruesa o diámetro equivalente en el caso de grupo de barras	ϕ	0.02	m
$A_{c,eficaz}$	Área de hormigón de la zona de recubrimiento	$b \cdot h / 4$	0.25	m^2
c	Recubrimiento de hormigón	c	0.06	m
s	Distancia entre barras longitudinales (Si $s > 15\phi$, se toma $s = 15\phi$)	s	0.20	m
E_s	Módulo de deformación longitudinal del acero	E_s	210,000,000.0	KN/m ²
K_1	Coefficiente que representa la influencia del diagrama de tracciones en la sección	K_1	0.125	
K_2	Coefficiente	K_2	0.500	
σ_s	Tensión de la armadura fisurada	$M_{desfavorable} / (7/8 \cdot d \cdot A_s)$	31,061.86	KN/m ²
f_{ck}	Resistencia característica de proyecto a compresión	f_{ck}	25.00	N/mm ²
$f_{ct,m}$	Resistencia media a tracción	$0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2,564.96	KN/m ²
σ_{sr}	Tensión de la armadura fisurada	$(b \cdot h^2 / 6) \cdot (f_{ct,m} / 0,9 \cdot d \cdot A_s)$	499,983.69	KN/m ²
S_m	Separación media de fisuras	$2c + 0,2s + 0,4K_1 (\phi A_{c,eficaz} / A_s)$	348.94	mm
β	Coefficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico	β	1.70	
ϵ_{sm}	Alargamiento medio de las armaduras	$\frac{\sigma_s}{E_s} \{1 - K_2 (\sigma_{sr}/\sigma_s)^2\} // 0,4 \cdot \sigma_s / E_s$	0.00006	
W_k	Abertura característica de fisura	$\beta \cdot S_m \cdot \epsilon_{sm}$	0.04	
W_{max}	Abertura máxima de fisura	W_{max}	0.3	
	Si $W_k < W_{max}$	CUMPLE A FISURACION		

3.3.4.4. Comprobación a cortante

Por tratarse de piezas sin armadura de cortante es suficiente la siguiente comprobación:

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

siendo:

V_{rd} : coincidente en nuestro caso con V_d (valor de cálculo del esfuerzo cortante producido por las acciones exteriores)

$$V_{rd} = V_d = 1,6 \cdot Q$$

$$V_{u2} = \left[0,12 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b_o \cdot d$$

con:

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d(mm)}}$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_o \cdot d} \leq 0,02$$

- b_o : ancho del alma (=b)

-d: canto útil de la sección

- A_s : sección total de las armaduras situadas en el área $A_{c,eficaz}$

En las tablas siguientes se presentan estos cálculos:

ALZADO:

$Q_{desf.}$	Cortante más desfavorable	Q_{max}	31.59	
$Q_{mayorado}$	Cortante mayorado	$1,6 \cdot Q_{desf.}$	50.54	KN
V_{u1}	Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión en el alma	$0,3 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$	1,225.00	KN
			VALE	
ξ		$1+(200/d)^{1/2}$	1.90	mm
A_s	Sección total de las armaduras situadas en el área $A_{c,eficaz}$	A_s	0.00057	m ²
ρ_1	Cuantía geométrica de la armadura longitudinal traccionada	$A_s/b \cdot d$	0.0023081	
A_c	Área total de la sección de hormigón	$b \cdot h$	0.30	m ²
V_{u2}	Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma	$\{0,12 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b \cdot d$	107.64	KN
			CUMPLE A CORTANTE	

ZAPATA:

Q _{desf.}	Cortante más desfavorable	Q _{max}	51.64	
Q _{mayorado}	Cortante mayorado	1,6.Q _{desf.}	82.63	KN
V _{u1}	Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión en el alma	0,3.f _{cd} .b.d	4,725.00	KN
			VALE	
ξ		1+(200/d) ^{1/2}	1.46	mm
A _s	Sección total de las armaduras situadas en el área A _{c,eficaz}	A _s	0.00101	m ²
ρ _l	Cuantía geométrica de la armadura longitudinal traccionada	A _s /b.d	0.0010638	
A _c	Área total de la sección de hormigón	b.h	1.00	m ²
V _{u2}	Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma	0,12.ξ.(100.ρ _l .f _{ck}) ^{1/3} .b.d	146.78	KN
			CUMPLE A CORTANTE	

3.3.4.5. Anclaje de barras corrugadas

Siempre y cuando las barras corrugadas tengan la adherencia homologada y cumplan las condiciones establecidas, se anclarán por prolongación recta, pudiéndose también patillas en las barras trabajando a tracción, en cuyo caso la patilla normal estará formada por un cuarto de circunferencia de radio interior igual a 3,5 x diámetro nominal de la barra, y con una prolongación recta igual a 2 veces dicho diámetro.

Las longitudes prácticas de anclaje de las barras cumplirán:

$$l_{b1} = m \times \varnothing^2$$

Donde:

m = coeficiente numérico tabulados según el tipo de cero

∅ = diámetro de la barra en centímetros.

No podrá ser menor de 15 cm, ni de f_{yk}/20, siendo f_{yk} el límite elástico garantizado del acero, en N/mm².

Deberá cumplirse por tanto:

$$l_{b1} = 15 \times 2,56 = 38,4, \text{ por lo que tomamos } 40 \text{ cm.}$$