

10: DEPÓSITOS DE REGULACIÓN

PROYECTO DE INFRAESTRUCTURAS DE ALMACENAMIENTO Y RED DE RIEGO DE LOS REGADÍOS TRADICIONALES DE MONTAÑA DE LA COMUNIDAD DE REGANTES DE TORNAVACAS (CÁCERES)



Índice

1	Objetivo	3
2	Depósitos de regulación.....	4
2.1	Depósito de regulación D1	5
2.1.1.	Tubería de llenado depósito regulación D1	5
2.1.2.	Desagüe de fondo.....	6
2.1.3.	Toma salida a red de riego	8
2.1.4.	Válvulas y arquetas	8
2.2	Depósitos de regulación D2 y D3.....	9
2.2.1.	Tubería de llenado depósitos de regulación D2 y D3	9
2.2.2.	Desagüe de fondo depósito de regulación D2.....	11
2.2.3.	Desagüe de fondo, depósito de regulación D3.....	12
2.2.4.	Toma salida a red de riego	14
2.2.5.	Válvulas y arquetas	14
3	Calculo estructural	16
3.1	Introducción	16
3.2	Características constructivas	16
4.2.1.	Paredes laterales.....	16
3.3	Depósito 1: diámetro interior 28,304 m, altura 5,01 m.....	18
4.3.1.	Dimensiones	18
4.3.2.	Dimensionado de la pared del depósito.....	18
4.3.3.	Dimensionado de la cimentación.....	23
3.4	Deposito 2: diámetro interior 24,53 m altura 5,01 m	28
4.4.1.	Dimensiones	28
4.4.2.	Dimensionado de la pared del depósito.....	28
4.4.3.	Dimensionado de la cimentación.....	33
3.5	Deposito 3: diámetro interior 21,70 m, altura 4,18 m	38
4.4.1.	Dimensiones	38
4.4.2.	Dimensionado de la pared del depósito.....	38
4.4.3.	Dimensionado de la cimentación.....	43

1 Objetivo

En el elenco parcelario perteneciente al presente proyecto, correspondiente a una superficie total de 130,8685 hectáreas, existe algunas parcelas con emplazamiento a cota por encima de la balsa de regulación proyectada, siendo inadmisibles su cobertura en riego desde esta.

Por ello se proyectan tres depósitos de regulación a cota suficiente que garantice la cobertura de riego localizado, entre los meses de junio a septiembre, a una superficie total de 11,70 hectáreas, con volúmenes de regulación justificados en el apartado de Justificación del Volumen Regulado, del anejo 9.

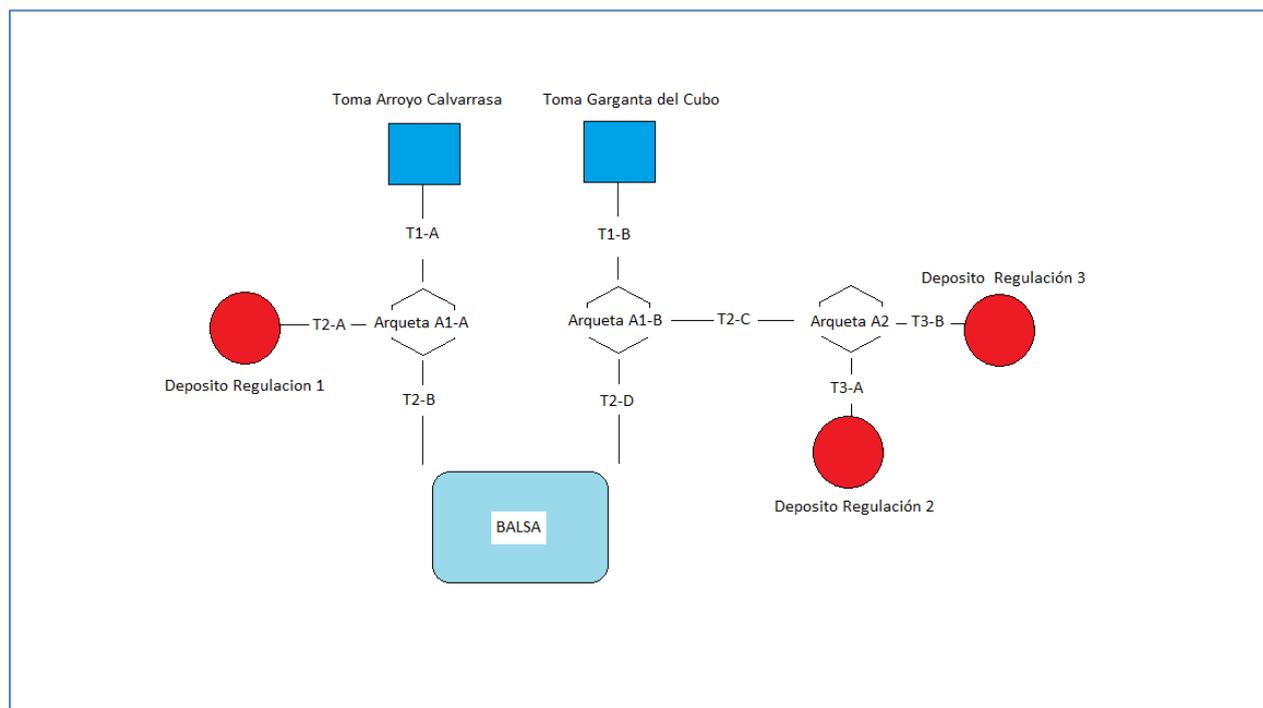
2 Depósitos de regulación

Se proyectan tres depósitos modulares de chapa de acero galvanizada y ondulada, ensamblado mediante tornillería bicromatada, con un volumen de almacenamiento acorde a las necesidades y condiciones calculadas en el apartado de “Justificación del volumen regulado” del anejo 9.

Depósitos	Necesidades Netas (m ³)	Ø (m)	Altura agua máxima (m)	Altura para necesidad es netas (m)	Resguardo (m)	Volumen Almacena miento máximo (m ³)	Reserva sobre necesidades netas (m ³)
D1	2.594,00	28,34	5,01	4,11	0,9	3.160,30	566,30
D2	1.838,50	24,53	5,01	3,89	1,12	2.367,68	529,18
D3	1.121,20	21,7	4,18	3,03	1,15	1.545,92	424,72

Interiormente irán provistos de una lámina impermeable que evite cualquier fuga. Las planchas de acero galvanizado estarán ancladas en una base de hormigón, apoyadas sobre la cimentación con disposición vertical, formando con la horizontal del terreno un ángulo de 90º.

ESQUEMA RED DE LLENADO INFRAESTRUCTURAS DE REGULACIÓN



Desde la captación o toma en el Arroyo Calvarrasa (Captación 1), se llena el depósito de regulación 1 y la balsa. Desde la captación o toma en el arroyo Garganta del Cubo (Captación 2) se llenan los depósitos de regulación 2 y 3 y la balsa.

El agua discurre desde las tomas hacia la balsa y los depósitos. Las conducciones no son reversibles. El llenado es superior por lo que no se precisan válvulas antirretorno.

El llenado de las instalaciones de almacenamiento se realizará en la época que se haya establecido para el mismo por la oficina de Planificación Hidrológica de la Confederación Hidrográfica del Tajo.

2.1 Depósito de regulación D1

El depósito 1, se llenará entre los meses de abril y mayo, como se refleja en el apartado de Justificación del Volumen Regulado del Anejo 9, con un caudal instantáneo de 1,841 l/s, y abastecerá una superficie total de 5,78 Ha.

Deposito	Polígono	Parcela	Superficie
D1	1	174	0,5957
	1	175	2,6257
	1	176	2,5625

2.1.1. Tubería de llenado depósito regulación D1

Se contemplan dos tramos de tubería para el llenado del depósito (D1). Un primer tramo de tubería (T-1A) desde la toma de captación en el Arroyo Calvarrasa hasta la arqueta de derivación (A1-A) para un caudal máximo instantáneo de 3,71 l/s correspondiente al caudal instantáneo de la balsa de 1,867 l/s más el caudal instantáneo del depósito 1 de 1,841 l/s. Y un segundo tramo de tubería (T2-A) desde la arqueta de derivación (A1-A) hasta el depósito de regulación (D1) para un caudal instantáneo de 1,841 l/s.

TRAMO T-1A	Coordenadas U.T.M. ETRS89; (X,Y) Huso 30		Cota Geométrica (m)	q Max. Instantáneo (l/s)	Longitud (m)
	X	Y	Z		
Arroyo Calvarrasa	270.187	4.461.166	1.220	3,71	351,66
Arqueta Derivación A1-A	270.214	4.460.876	1.141		

TRAMO T-2A	Coordenadas U.T.M. ETRS89; (X,Y) Huso 30		Cota Geométrica (m)	q Max. Instantáneo (l/s)	Longitud (m)
	X	Y	Z		
Arqueta Derivación A1-A	270.214	4.460.876	1.141	1,841	9,189
Depósito Regulación 1	270202	4.460.897	1.140		

Aplicando Manning:

Tramo	L (m)	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	P. EST. (mca)	PN	Q (l/S)	DN	D.int (mm)	V (m/s)	Cota Piez. (m)	Dif. Cota (m)
T1-A	351,7	1.220,00	1.141,00	79,00	16	3,711	75	61,4	1,25	1.187,42	46,42
T2-A	9,19	1.141,00	1.144,50	42,92	16	1,841	63	51,4	0,89	1.186,88	42,38

Basándonos en lo anterior se proyecta para el depósito 1 un primer tramo de tubería (T1-A) en PEAD Ø 75 mm. PN-16 atm. de 351,70 metros de longitud y una velocidad en torno a 1 m/s, del mismo modo para el segundo tramo (T2-A) se dimensiona una tubería de PEAD Ø 63 mm. PN-16 atm. de 9,20 metros de longitud, con una velocidad entrono a 1m/s (Cálculo de la red de captación completa incluido en el Anejo nº 9 Balsa de almacenamiento y obra de toma).

2.1.2. Desagüe de fondo

El dimensionamiento del desagüe de fondo está condicionado por sus funciones:

- Conseguir el vaciado del depósito en situación normal en un tiempo prudencial que permita, en caso necesario, poder proceder sin mucha demora a su inspección, mantenimiento y trabajos de reparación.
- Permitir un vaciado rápido del depósito en situación de emergencia.

A continuación, se proyecta una tubería de desagüe hasta su **vertido libre en el Arroyo Calvarrasa**, concretamente en el punto con coordenadas **X:270.175// Y:4.460.840**.

Para calcular el tiempo de vaciado del depósito se asumen las siguientes hipótesis: que en el instante inicial se encuentra a su nivel, y que el desagüe de fondo se mantiene abierto al máximo durante todo el proceso.

El tiempo de vaciado, dado el tamaño del mismo, se estima en una primera aproximación de 48 horas como periodo de tiempo razonable para llevar a cabo la operación de desembalse a NME.

$$Q. \text{desagüe} = V/t = 3.180,86 \text{ m}^3 / (48 \text{ h} * 3600 \text{ s}) = 0,018 \text{ m}^3/\text{s}$$

Aplicando Manning:

DATOS DE ENTRADA

Z. Max.	1.140,00	m
Z. min.	1.110,00	m
Longitud	56,87	m
Diámetro Comercial	90	mm
Diámetro interior PN 16	0,074	m
Calado	0,063	m
Manning	0,01	adimensional
Pendiente	53%	

RESULTADOS

Angulo hidráulico	4,692	radianes
Sección Hidráulica	0,004	m ²
Perímetro Mojado	0,174	m
Radio Hidráulico	0,022	m
Calado Medio	0,074	m
Nº Froude	6,798	adimensional
Caudal	0,023	m ³ /s
Velocidad	5,779	m/s

Calado (m)	A. Hidráulico	Calado Medio (m)	Sección Hidráulica	Perímetro Mojado	Radio Hidráulico	Nº Froude	Q (m ³ /s)	V (m/s)
0,041	3,347	0,033	0,002	0,124	0,020	9,314	0,013	5,285
0,051	3,941	0,043	0,003	0,146	0,022	8,740	0,018	5,679
0,061	4,553	0,051	0,004	0,168	0,023	8,171	0,022	5,791
0,074	5,989	0,058	0,004	0,222	0,019	6,950	0,023	5,243

Es por ello que para el caudal de desagüe indicado anteriormente se proyecta una tubería de PEAD de 90 mm de diámetro PN-16 atm. Dado que el diámetro de esta, asume un caudal máximo de 0,023 m³/s, para las características de desagüe establecidas inicialmente hasta su vertido. Se recalcula el tiempo de vaciado del depósito para la máxima capacidad que nos permite la tubería dimensionada.

$$\text{Tiempo de vaciado} = V/Q. \text{desagüe} = 3.180,86 \text{ m}^3 / (0,023 \text{ m}^3/\text{s} * 3600 \text{ s}) = 38,42 \text{ horas}$$

Estimando como tiempo de vaciado del depósito de regulación 1, de 39 horas.

2.1.3. Toma salida a red de riego

La toma de conexión del depósito de regulación (D1) con la red de riego, se dimensiona para abastecer la máxima demanda de caudal prevista en el Anejo 8: Cálculos de la Red de Riego. Basándonos en lo anterior se proyecta una toma de salida de DN 90 mm.

2.1.4. Válvulas y arquetas

El control y regulación de caudales de entrada y salida requiere de la instalación de válvulas y dispositivos hidráulicos en las conducciones.

Los elementos utilizados:

LLENADO		Ø 63mm
DISPOSITIVO	FUNCIÓN	CANTIDAD
Válvula de corte	Corte de suministro en caso de rotura de la conducción	1 Ud.
Sistema de medición de caudal	Medida del gasto volumétrico,	1 Ud.
DESAGÜE DE FONDO		Ø 90 mm
DISPOSITIVO	FUNCIÓN	CANTIDAD
Válvula de corte	Corte de suministro en caso de rotura de la conducción	1 Ud.
SALIDA A RED DE RIEGO		Ø 90 mm
DISPOSITIVO	FUNCIÓN	CANTIDAD
Ventosa	Purga, admisión y expulsión de aire	1 Ud.
Válvula de corte	Corte de suministro en caso de rotura de la conducción	1 Ud.

2.2 Depósitos de regulación D2 y D3

Los depósitos 2 y 3 se llenarán entre los meses de abril y mayo, como se refleja en el apartado de Justificación del Volumen Regulado del Anejo 9. El depósito 2 contará con un caudal instantáneo de 1,504 l/s y abastecerá una superficie total de 3,677 Ha., mientras que el depósito 3 se llenará con un caudal instantáneo de 0,88 l/s y abastecerá una superficie de 2,24 Ha.

Deposito	Polígono	Parcela	Superficie
D2	2	612	0,5061
	2	613	2,5487
	2	614	0,6222
D3	1	521	1,5202
	1	522	0,1191
	1	523	0,1318
	1	524	0,4572
	1	617	0,0141

2.2.1. Tubería de llenado depósitos de regulación D2 y D3

La tubería de llenado que va desde la captación situada en la Garganta del Cubo a los depósitos de regulación (D2 y D3), se divide en cuatro tramos. Un primer tramo (T1-B) comprendido entre la Garganta del Cubo y la arqueta de derivación (A1-B) con un caudal instantáneo máximo de 3,63 l/s. Desde ésta, se bifurcan dos tuberías, una que abastece a la balsa de regulación (T2-D), (Anejo Nº 09 Balsa de Almacenamiento y otra (T2-C) que deriva un caudal instantáneo máximo de 2.384 l/s a los depósitos (D2 y D3), distinguiendo un primer tramo (T3-A) con un caudal instantáneo de 1,504 l/s que alimenta al depósito de regulación (D2), y otro tramo (T3-B) que suministra un caudal instantáneo de 0,88 l/s al depósito de regulación (D3).

TRAMO T1-B	Coordenadas U.T.M. ETRS89; (X, Y) Huso 30		Cota Geométrica (m)	q Max. Instantáneo (l/s)	Longitud (m)
	X	Y	Z		
Garganta del Cubo	270.862	4.460.972	1160	1,245	19,258
Arqueta Derivación A1-B	270.847	4.460.960	1158		

TRAMO T2-C	Coordenadas U.T.M. ETRS89; (X, Y) Huso 30		Cota Geométrica (m)	q Max. Instantáneo (l/s)	Longitud (m)
	X	Y	Z		
Arqueta Derivación A1-B	270.847	4.460.960	1158	1,504	31,42
Arqueta Derivación A2	270.874	4.460.942	1158		

TRAMO T3-A	Coordenadas U.T.M. ETRS89;(X, Y) Huso 30		Cota Geométrica (m)	q Max. Instantáneo (l/s)	Longitud (m)
	X	Y	Z		
Arqueta Derivación A2	270.874	4.460.942	1158	1,504	52,78
Depósito de regulación D2	270.905	4.460.885	1147		

TRAMO T3-B	Coordenadas U.T.M. ETRS89; (X,Y) Huso 30		Cota Geométrica (m)	q Max. Instantáneo (l/s)	Longitud (m)
	X	Y	Z		
Arqueta Derivación A2	270.874	4.460.942	1158	0,880	695,34
Depósito de regulación D3	271.448	4.460.567	1133		

Aplicando Manning:

TRAMO	L (m)	COTA INICIAL (m)	COTA FINAL (m)	P. EST. (mca)	PN Atm.	Q (l/S)	DN (mm)	D.int (mm)	V (m/s)	COTA PIEZ. (m)
T1-B	19,26	1.160,00	1.158,00	2	16	3,630	75	61,4	1,23	1.158,29
T2-C	31,42	1.158,00	1.155,00	3,29	16	2,384	75	61,4	0,81	1.157,09
T3-A	52,78	1.155,00	1.151,50	5,59	16	1,504	63	51,4	0,72	1.155,02
T3-B	767,63	1.155,00	1.137,00	21,52	16	0,880	63	51,4	0,42	1.144,70

Para los caudales instantáneos indicados se proyecta, para un primer tramo (T1-B), una tubería de PEAD Ø 75 mm PN-16 atm, con una velocidad en torno a 1 m/s. Para el segundo tramo (T2-C) una tubería de PEAD Ø 75 mm PN-16 atm con una velocidad en torno a 1 m/s. Así mismo, un tercer (T3-A) y cuarto tramo (T3-B) mediante tubería PEAD Ø 63 mm PN-16 atm, con velocidades en torno a 1 m/s y 0,5 m/s respectivamente (el cálculo completo de la red de captación se incluye en el Anejo nº 9 Balsa de almacenamiento y obra de toma).

2.2.2. Desagüe de fondo depósito de regulación D2

El dimensionamiento del desagüe de fondo está condicionado por sus funciones:

- Conseguir el vaciado del depósito en situación normal en un tiempo prudencial que permita, en caso necesario, poder proceder sin mucha demora a su inspección, mantenimiento y trabajos de reparación.
- Permitir un vaciado rápido del depósito en situación de emergencia.

A continuación, se proyecta una tubería de desagüe hasta su **vertido libre en la Garganta del Cubo**, concretamente en el punto con coordenadas **X:270.858// Y:4.460.935**.

Para calcular el tiempo de vaciado del depósito se asumen las siguientes hipótesis: que en el instante inicial se encuentra a su nivel, y que el desagüe de fondo se mantiene abierto al máximo durante todo el proceso.

El tiempo de vaciado, dado el tamaño del mismo, se estima en una primera aproximación de 48 horas como periodo de tiempo razonable para llevar a cabo la operación de desembalse a NME.

$$Q. \text{ desagüe} = V/t = 2.208,93 \text{ m}^3 / (48 \text{ h} * 3600 \text{ s}) = 0,013 \text{ m}^3/\text{s}$$

Aplicando Manning:

DATOS DE ENTRADA

Z. Max.	1.147,00	m
Z. min.	1.145,00	m
Longitud	225,37	m
Diámetro Comercial	160	mm
Diámetro interior PN 16	0,131	m
Calado	0,131	m
Manning	0,01	adimensional
Pendiente	1%	

RESULTADOS

Angulo hidráulico	4,692	radianes
Sección Hidráulica	0,012	m ²
Perímetro Mojado	0,307	m
Radio Hidráulico	0,040	m
Calado Medio	0,131	m

Nº Froude	0,970	adimensional
Caudal	0,013	m ³ /s
Velocidad	1,097	m/s

Calado (m)	A. Hidráulico	Calado Medio (m)	Sección Hidráulica	Perímetro Mojado	Radio Hidráulico	Nº Froude	Q (m ³ /s)	V (m/s)
0,041	2,368	0,027	0,004	0,155	0,023	1,476	0,003	0,764
0,051	2,708	0,037	0,005	0,177	0,028	1,422	0,004	0,862
0,061	3,016	0,047	0,006	0,198	0,031	1,376	0,006	0,937
0,074	3,390	0,060	0,008	0,222	0,035	1,323	0,008	1,010
0,090	3,908	0,075	0,010	0,256	0,039	1,251	0,011	1,075
0,102	4,331	0,086	0,011	0,284	0,040	1,195	0,012	1,098
0,115	4,837	0,095	0,013	0,317	0,039	1,129	0,014	1,092
0,131	6,127	0,103	0,013	0,401	0,034	0,977	0,013	0,981

Es por ello que para el caudal de desagüe indicado anteriormente se proyecta una tubería de PEAD de 160 mm de diámetro PN-16 atm. El caudal máximo que asume esta tubería coincide con el caudal establecido inicialmente, para las características de desagüe, hasta su vertido. Por ello se estima como tiempo de vaciado del depósito de regulación 2, 48 horas.

2.2.3. Desagüe de fondo, depósito de regulación D3

El dimensionamiento del desagüe de fondo está condicionado por sus funciones:

- Conseguir el vaciado del depósito en situación normal en un tiempo prudencial que permita, en caso necesario, poder proceder sin mucha demora a su inspección, mantenimiento y trabajos de reparación.
- Permitir un vaciado rápido del depósito en situación de emergencia.

A continuación, se proyecta una tubería de desagüe hasta su **vertido libre en la Garganta del Cubo**, concretamente en el punto con coordenadas **X:271.592// Y:4.460.515**.

Para calcular el tiempo de vaciado del depósito se asumen las siguientes hipótesis: que en el instante inicial se encuentra a su nivel, y que el desagüe de fondo se mantiene abierto al máximo durante todo el proceso.

El tiempo de vaciado, dado el tamaño del mismo, se estima en una primera aproximación de 48 horas como periodo de tiempo razonable para llevar a cabo la operación de desembalse a NME.

$$Q. \text{ desagüe} = V/t = 1.520,53 \text{ m}^3 / (48 \text{ h} * 3600 \text{ s}) = 0,0088 \text{ m}^3/\text{s}$$

Aplicando Manning:

DATOS DE ENTRADA		
Z. Max.	1.133,00	m
Z. min.	1.050,00	m
Longitud	171,64	m
Diámetro Comercial	75	mm
Diámetro interior PN 16	0,061	m
Calado	0,052	m
Manning	0,01	adimensional
Pendiente	48%	
RESULTADOS		
Angulo hidráulico	4,692	radianes
Sección Hidráulica	0,003	m ²
Perímetro Mojado	0,143	m
Radio Hidráulico	0,018	m
Calado Medio	0,061	m
Nº Froude	6,306	adimensional
Caudal	0,013	m ³ /s
Velocidad	4,867	m/s

Calado (m)	A. Hidráulico	Calado Medio (m)	Sección Hidráulica	Perímetro Mojado	Radio Hidráulico	Nº Froude	Q (m ³ /s)	V (m/s)
0,041	3,831	0,034	0,002	0,117	0,018	8,205	0,010	4,740
0,051	4,651	0,043	0,003	0,142	0,019	7,496	0,013	4,871
0,061	6,283	0,048	0,003	0,192	0,015	6,244	0,013	4,279

Es por ello que para el caudal de desagüe indicado anteriormente se proyecta una tubería de PEAD de 75 mm de diámetro PN-16 atm. Dado que el diámetro de esta, asume un caudal máximo de

0,013 m³/s, para las características de desagüe establecidas inicialmente hasta su vertido. Se recalcula el tiempo de vaciado del depósito para la máxima capacidad que nos permite la tubería dimensionada.

$$\text{Tiempo de vaciado} = V/Q. \text{desagüe} = 1.520,53 \text{ m}^3 / (0,013 \text{ m}^3/\text{s} * 3600 \text{ s}) = 32,49 \text{ horas}$$

Estimando como tiempo de vaciado del depósito de regulación 1, de 32,5 horas.

2.2.4. Toma salida a red de riego

La toma de conexión de los depósitos con la red de riego se dimensiona para abastecer la máxima demanda de caudal prevista, Anejo N^o 08: Cálculo de la Red de Riego. Basándonos en lo anterior, se proyecta para los depósitos de regulación D2 y D3 una toma de salida de DN 50 mm y DN 110mm respectivamente.

2.2.5. Válvulas y arquetas

El control y regulación de caudales de entrada y salida requiere de la instalación de válvulas y dispositivos hidráulicos en las conducciones.

Elementos utilizados:

DEPÓSITO DE REGULACIÓN D2

LLENADO		Ø 63mm
DISPOSITIVO	FUNCIÓN	CANTIDAD
Válvula de corte	Corte de suministro en caso de rotura de la conducción	1 Ud.
Sistema de medición de caudal	Medida del gasto volumétrico,	1 Ud.
DESAGÜE DE FONDO		Ø 90 mm
DISPOSITIVO	FUNCIÓN	CANTIDAD
Válvula de corte	Corte de suministro en caso de rotura de la conducción	1 Ud.
SALIDA A RED DE RIEGO		Ø 90 mm
DISPOSITIVO	FUNCIÓN	CANTIDAD
Ventosa	Purga, admisión y expulsión de aire	1 Ud.

SALIDA A RED DE RIEGO		Ø 90 mm
DISPOSITIVO	FUNCIÓN	CANTIDAD
Válvula de corte	Corte de suministro en caso de rotura de la conducción	1 Ud.

DEPÓSITO DE REGULACIÓN D3

LLENADO		Ø 63mm
DISPOSITIVO	FUNCIÓN	CANTIDAD
Válvula de corte	Corte de suministro en caso de rotura de la conducción	1 Ud.
Sistema de medición de caudal	Medida del gasto volumétrico,	1 Ud.

DESAGÜE DE FONDO		Ø 90 mm
DISPOSITIVO	FUNCIÓN	CANTIDAD
Válvula de corte	Corte de suministro en caso de rotura de la conducción	1 Ud.

SALIDA A RED DE RIEGO		Ø 90 mm
DISPOSITIVO	FUNCIÓN	CANTIDAD
Ventosa	Purga, admisión y expulsión de aire	1 Ud.
Válvula de corte	Corte de suministro en caso de rotura de la conducción	1 Ud.

3 Cálculo estructural

3.1 Introducción

En el presente apartado se justifica el dimensionado de los depósitos metálicos de regulación y almacenamiento.

De forma general, será de aplicación en este Anejo el Código Técnico de la Edificación, “CTE” y para el cálculo de perfiles metálicos prefabricados, es de aplicación en el Código Técnico Estructural.

3.2 Características constructivas

Los depósitos proyectados serán aéreos, de planta circular, cuyas paredes se resuelven mediante chapa metálica de acero galvanizada y ondulada con perfil 18/76 mm, con protección mediante imprimación epoxi y acabado de resina epoxi adicional en el interior y esmalte poliuretano en el exterior. La cimentación se llevará a cabo mediante una zapata corrida perimetral en hormigón armado HA-25. El fondo del depósito se resuelve mediante una lámina flexible de PVC de 1,2 mm de espesor, Norma UNE y certificado CE, apoyado directamente sobre cama de material granular seleccionado de un espesor de 5 – 10 cm.

4.2.1. Paredes laterales

Las paredes del depósito están formadas por chapa acero galvanizado ondulada con perfil 18/76 mm.

Características de las chapas onduladas laterales:

- Acero DX51D
- Recubrimiento continuo de zinc, por inmersión, tipo Z-275N43
- El perfil de la chapa es 18 / 76 mm

Características dimensionales de las chapas:

- Las chapas se suministran en placas de 880 mm de alto y 3.100 mm de largo con 836 mm de alto y 2.965 mm de largo útiles. Las ondulaciones tienen una altura de 18 mm y un paso de 76 mm. La chapa estará curvada según el radio del depósito.

Los espesores y tolerancias de los perfiles utilizados se reflejan en la siguiente tabla, según Norma UNE-EN 10346:2015.

Dimensiones (mm)					
Espesor Nominal	1,2	1,50	2,0	2,50	3,0
Tolerancia (+/-)	0,09	0,11	0,13	0,15	0,17

Las características mecánicas de las chapas son las siguientes:

- Densidad 7,85 kg/cm²
- Coeficiente de dilatación lineal $13,6 \times 10^{-6}$ mm oC
- Límite elástico 3.000 kg/cm²
- Coeficiente minoración resistencia acero $\gamma_{M2} = 1,25$
- Resistencia a tracción 2753 - 5098 kg/cm²
- Módulo de elasticidad $2,1 \times 10^6$ kg/cm²
- Alargamiento a la rotura > 25%

El recubrimiento Z-275 equivale a una aplicación de 275 gr/m² de Zinc. Además, las chapas se recubren interiormente de resina epoxi y exteriormente de poliuretano en color verde u otro color, según el entorno.

El tipo de resina epoxi estará en consonancia con la naturaleza del agua a embalsar y deberá ser específica para su uso en chapa de acero galvanizado y trabajo en sumergencia. Los recubrimientos se deben aplicar en fabrica bajo condiciones de humedad y temperatura controladas y según criterios de aplicación de sistemas dúplex UNE EN ISO 12944-5 / 2020 y bajo normas UNE EN ISO 9001 y 14001.

3.3 Depósito 1: diámetro interior 28,304 m, altura 5,01 m

4.3.1. Dimensiones

- Diámetro interior del depósito: 28,304 m
- Altura: 5,01 m
- Volumen de embalsado: 3.156 m³

4.3.2. Dimensionado de la pared del depósito

Se efectúan tres comprobaciones o cálculos:

- 4.1) Resistencia a tracción de la chapa.
- 4.2) Resistencia al aplastamiento.
- 4.3) Resistencia de los tornillos de unión a cortadura.

RESISTENCIA A LA TRACCIÓN DE LA CHAPA

Los esfuerzos a los que está sometida la pared del depósito se deben exclusivamente a la presión hidrostática que ejerce el agua, por lo tanto, serán esfuerzos de tracción.

Para el caso de recipientes de sección cilíndrica donde el diámetro es muy superior al espesor de las paredes, la tensión de tracción σ_t , en kg/cm² viene dada por:

$$\sigma_t = \frac{P_H \cdot k}{1000 \cdot e}$$

PH : Presión hidrostática a una profundidad H, en kg/cm²

k : Es un factor que depende del diámetro.

e : Espesor de la chapa, en mm.

Suponiendo que la altura total se resuelve mediante la colocación de 6 anillos de chapa de espesor creciente y altura constante de 836 mm, las presiones hidrostáticas sobre cada una de las chapas es función de la altura del fluido y del peso específico del mismo serán:

$$P_H = \frac{\gamma_a H_{max}}{10.000}$$

PH : Presión hidrostática a una profundidad H, en kg/cm²

γ_a : Peso específico del agua en condiciones estándar: $\gamma_a = 1.000 \text{ kg/m}^3$

Hmax : Profundidad máxima de la chapa sobre el nivel de la lámina libre del agua (m).

Las presiones máximas para cada una de las chapas son:

Chapa nº	Altura Máxima (m)	Presión Hidrostática Máxima (Kg/cm ²)
1	5,01	0,501
2	4,18	0,418
3	3,35	0,335
4	2,51	0,251
5	1,67	0,167
6	0,83	0,083

El espesor mínimo para cada chapa se calcula despejando de la expresión anterior para el cálculo de los esfuerzos, siendo:

$$e = \frac{\gamma_c \cdot k \cdot P_H}{2 \cdot (\sigma_e / \gamma_M)}$$

γ_c : Coeficiente de mayoración de acciones $\gamma_c = 1,35$, según CTE.

k: Es un factor que depende del diámetro.

σ_e : Límite elástico del acero.

γ_m : Coeficiente de minoración de resistencia $\gamma_m = 1,2$

Anillo nº	Altura Máxima (m)	Presión Hidrostática Máxima (Kg/cm ²)	Espesor Mínimo (mm)
1	5,01	0,501	3,8
2	4,18	0,418	3,2
3	3,35	0,335	2,5
4	2,51	0,251	1,9
5	1,67	0,167	1,2
6	0,83	0,083	0,6

Debido a que la chapa es ondulada, la tensión que soporta esta es menor que la aquí considerada, ya que siendo la fuerza de tracción la misma, la sección sobre la que se reparte es un 20% mayor. Teniendo en cuenta esta consideración, se adoptan los siguientes espesores:

Anillo nº	Presión Hidrostática Máxima (Kg./cm ²)	Espesor Mínimo Chapa lisa (mm)	Espesor Adoptado Chapa ondulada (mm)	Espesor equivalente chapa lisa (mm)
1	0,501	3,8	4,0	4,8
2	0,418	3,2	3,2	3,8
3	0,335	2,5	2,5	3,0
4	0,251	1,9	2,0	2,4
5	0,167	1,2	1,5	1,8
6	0,083	0,6	1,2	1,4

RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO

Se comprueba la sección útil al aplastamiento de las paredes de chapa contra el vástago del tornillo.

La resistencia al aplastamiento en la unión tornillo-chapa viene dada en función del diámetro del tornillo, el espesor de la chapa y la tensión de agotamiento por aplastamiento, dicha tensión depende del límite elástico de la chapa y el coeficiente de minoración de resistencia.

$$N_r = d e \sigma_c adm$$

e : espesor de chapa

d : Diámetro del vástago

$\sigma_c adm$: Tensión de agotamiento por aplastamiento $\sigma_c adm = \Omega \cdot \sigma_u$

Ω : Factor de corrección acero.

σ_u : Límite último del acero de la chapa:

σ_e : 4.078 Kg/cm²

El número mínimo de tornillos necesarios se calcula dividiendo la resistencia máxima a la que se está sometiendo la chapa entre la resistencia al aplastamiento entre la unión tornillo/chapa.

$$N^{\circ}_{\text{tornillos}} = \frac{N_{\text{max}}}{N_r}$$

Los resultados se reflejan en el siguiente cuadro:

Tornillos M8 (d = 8 mm)

Anillo nº	Nº Tornillos Necesarios	Nº Tornillos Adoptados
1	23	46
2	22	46
3	21	46
4	23	24
5	21	24
6	16	24

RESISTENCIA DE LOS TORNILLOS DE UNIÓN A CORTADURA

La calidad del tornillo se corresponde con el límite elástico del acero normalizado y garantizado por fabricante de:

Tornillo 8.8 $\sigma_e = 6.526 \text{ kg/cm}^2$

Tornillo 12.9 $\sigma_e = 11.013 \text{ kg/cm}^2$

Adoptando un coeficiente de minoración de resistencia de $\gamma_{M2} 1,25$, la tensión admisible a tracción será:

Tornillo 8.8 $\sigma_{adm} = \sigma_e / \gamma_c = 6.526 / 1,25 = 5.220 \text{ kg/cm}^2$

Tornillo 12.9 $\sigma_{adm} = \sigma_e / \gamma_c = 11.013 / 1,25 = 8.810 \text{ kg/cm}^2$

La tensión admisible a cortadura se calcula a partir de la condición de agotamiento aceptada por la EAE:

Tornillo 8.8 $\tau_u = \sigma_{adm}(1+0,3) = 0,77 \sigma_{adm} = 4.019 \text{ kg/cm}^2$

Tornillo 12.9 $\tau_u = \sigma_{adm}(1+0,3)=0,77 \sigma_{adm}=6.783 \text{ kg/cm}^2$

La tracción máxima por metro de chapa del depósito se calcula en función de la presión hidrostática, el radio del depósito y el coeficiente de mayoración de acciones γ_c .

$$N_d = n^{\circ} \text{tornillo} \cdot S \cdot \tau_u$$

Los resultados se expresan en el siguiente cuadro:

Chapa nº	Tracción Máxima (kgf)	Espesor Adoptado (mm)	Nº Tornillos Adoptados	Tracción Disponible (kgf)
1	59.274	4,0	46	156.837
2	49.454	3,2	46	156.837
3	39.634	2,5	46	156.837
4	29.696	2,0	24	48.484
5	19.758	1,5	24	48.484
6	9.891	1,2	24	48.484

4.3.3. Dimensionado de la cimentación

La presión transmitida por el agua sobre el fondo del depósito es de: 0,501 kg/cm²

La pared de chapa ondulada de acero se apoya sobre un zuncho perimetral de hormigón armado. La misión principal es la de evitar el vuelco de la pared de chapa bajo la acción del viento en la hipótesis más desfavorable (depósito vacío).

Las condiciones de proyecto específicas para esta obra comprenden, para la acción del viento, las siguientes condiciones:

La Zona eólica es la A, lo que implica una presión dinámica de 0,42 kN/m².

El coeficiente de exposición es de grado IV, por tanto, adoptaremos un valor de 1,55.

Se adopta un coeficiente eólico de 0,8.

La presión sobre la pared será:

$$P = 0,42 \cdot 1,55 \cdot 0,8 = 0,5208 \sim 0,52 \text{ kNjm}^2$$

La densidad de carga, por metro lineal de ancho de muro será:

$$W = 0,52 \text{ kN/m}$$

El momento flector sobre la base del muro se estima en:

$$M = 1/2 \cdot W \cdot H^2 = 0,5 \cdot 0,52 \cdot 5,01^2 = 6,52 \text{ kN/m}$$

El cortante sobre la base de la pared será:

$$V = W \cdot H = 0,52 \cdot 6,52 = 3,39 \text{ kN}$$

Adoptando una profundidad del zuncho perimetral de cimentación de 40 cm. ($h > 25$ cm. según normativa) y un ancho igual a 40 cm, estudiamos la estabilidad al vuelco.

Siendo P el peso del zuncho por unidad de longitud:

$$P = \delta H \cdot a \cdot h = 2.400 \text{ kg/m}^3 \times 0,4\text{m} \times 0,4\text{m} = 384 \text{ kg/m}$$

Se considera el peso del zuncho aplicado en su centro de gravedad, que coincide con el centro del depósito por lo que consideramos el brazo del momento estabilizador el radio del depósito y como fuerza el peso propio del zuncho, el peso del depósito vacío se desprecia.

$$P_{\text{total}} = P_{\text{zuncho}} \cdot Pr$$

$$P_{\text{total}} = 384 \text{ kg/m} \times 88,92 \text{ m} = 34.145 \text{ kg}$$

Siendo:

P_{zuncho} : El peso del zuncho en kg/m.

Pr : el perímetro del depósito.

Momento estabilizador será:

$$Me = 34.145 \cdot 14.152 = 362.945 \text{ kgm}$$

Dado el momento estabilizador Me el vuelco no es posible

Dado que la relación vuelo/altura es $v=h$, no será necesaria la comprobación a cortante según Código estructural.

El armado del zuncho se efectúa en base a cuantías geométricas mínimas establecidas en el Código Estructural, para losas y/o zapatas, dado el caso que nos ocupa, el zuncho perimetral se corresponde con una zapata corrida, luego tomamos la cuantía mínima para losas y o zapatas.

ARMADO DE CARA A TRACCIÓN

$$\text{Cuantía mínima } A_s: 2,46 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{s,\text{geo}} , A_{s,\text{mec}})$$

donde:

$$A_{s,\text{geo}} \text{ (cuantía mínima geométrica)} = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{geo}} = A_c \cdot K$$

A_c (Área de la sección de hormigón)

$$A_c = 40 \cdot 40 = 1600 \text{ cm}^2$$

$$K \text{ (coeficiente Tabla 42.3.5)} = 0.0009$$

$$A_{s,\text{mec}} \text{ (cuantía mínima mecánica)} = 2,46 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{mec}} = 0,04 \cdot A_c \cdot d \cdot f_{cd}/f_{yd}$$

A_c (Área de la sección total de hormigón)

f_{cd} (Resistencia de cálculo del hormigón)

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 25 / 1,5 = 16,67 \text{ N/mm}^2$$

f_{yd} (Resistencia de cálculo del acero de la armadura pasiva en tracción)

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 434,78 \text{ N/mm}^2$$

Se adoptan **2Ø 16 mm**. (4,02 cm²)

ARMADO DE CARA A COMPRESIÓN

Cuantía mínima $A's$: 1,44 cm²

$A's = A's_{geo}$, donde:

$A's_{geo}$ (cuantía mínima geométrica) = 1,44 cm²

$$A's_{geo} = A_c \cdot K$$

o A_c (Área de la sección de hormigón)

$$A_c = 40 \cdot 40 = 1.600 \text{ cm}^2$$

o K (coeficiente Tabla 42.3.5) = 0.0009

Se adoptan **2Ø 16 mm**. (4,02 cm²)

ARMADO TRANSVERSAL

A_α (cuantía mínima) = 3,42 cm²/m

El área mínima de la armadura transversal (según Código Estructural) será:

$$A_\alpha = \frac{f_{ct,m}}{7,5} \cdot \frac{b_o}{f_{y\alpha,d}} \cdot \sin \alpha$$

• $f_{ct,m}$ (resistencia a tracción media del hormigón)

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot 252^{2/3} = 2,56 \text{ N/mm}^2$$

• b_o (anchura neta mínima del elemento) = 40 cm

- $f_{y\alpha,d}$ (Resistencia de cálculo de la armadura de cortante)

$$f_{y\alpha,d} = \min (f_{yd}, 400) = 400,00 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{con } f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 500/1,15 = 434,78 \text{ N/mm}^2$$

- α (ángulo de las armaduras con el eje de la pieza) = 90°

$$St \text{ (separación longitudinal máxima)} = 24,0 \text{ cm}$$

$$St = \min[St,1, St,2, St,3] = \min[28,7, 60,0, 24,0] \text{ cm}$$

Caso: $V_{rd} = 3,25 < 0,2 V_u$, donde

- $St,1 = 0,75 \cdot d (1 + \cotg \alpha) = 28,7 \text{ cm}$ d (canto útil) = $h - r - \Phi_{\max}/2 = 40,0 - 5,5 - 1,6/2 = 33,7 \text{ cm}$
- $St,2 = 60,0 \text{ cm}$
- $V_{u1} = 764,00 \text{ kN}$ (cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma)

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot \theta \cdot \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta}$$

Siendo:

o f_{1cd} (resistencia a compresión del hormigón)

$$f_{1cd} = 0,6 \cdot f_{cd} = 0,6 \cdot 16,67 = 10,00 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 25/1,5 = 16,67 \text{ N/mm}^2$$

o $K = 1,000$

Caso: estructura sin pretensado o sin esfuerzo axial de compresión

o $\theta = 45^\circ$ (ángulo ente las bielas de compresión de hormigón y el eje de la pieza)

- $St,3 = 15 \cdot \Phi_{\min} = 24,0 \text{ cm}$

$\Phi_{\min} = 16 \text{ mm}$ (diámetro de la barra comprimida más delgada)

$$St,trans \text{ (separación transversal máxima)} = 33,7 \text{ cm}$$

$$St,tran = \min (d, 50) = \min (33,7, 50) = 33,7 \text{ cm}$$

Φ_{\min} (diámetro mínimo) = 6 mm

$$\Phi_t > 1/4 \Phi_{\max} = 16/4 = 4 \text{ mm}$$

(Φ_{\max} : diámetro de la armadura comprimida más gruesa)

Se colocarán estribos 250 x 250 mm de \varnothing 8 mm colocados con una separación de 20 cm con un total de (0,503 cm²/m)

A su vez se proyectan enanos \varnothing 12 mm en el zuncho perimetral para nivelación del zuncho y sujeción de la pared de chapa de acero. La altura de los enanos será de 100 cm colocados pareados a 25 cm y cada 50 cm.

3.4 Deposito 2: diámetro interior 24,53 m altura 5,01 m

4.4.1. Dimensiones

- Diámetro interior del depósito: 24,53 m
- Altura: 5,01 m
- Volumen de embalsado: 2.370 m³

4.4.2. Dimensionado de la pared del depósito

Se efectúan tres comprobaciones o cálculos:

- 4.1) Resistencia a tracción de la chapa.
- 4.2) Resistencia al aplastamiento.
- 4.3) Resistencia de los tornillos de unión a cortadura.

RESISTENCIA A LA TRACCIÓN DE LA CHAPA

Los esfuerzos a los que está sometida la pared del depósito se deben exclusivamente a la presión hidrostática que ejerce el agua, por lo tanto, serán esfuerzos de tracción.

Para el caso de recipientes de sección cilíndrica donde el diámetro es muy superior al espesor de las paredes, la tensión de tracción σ_t , en kg/cm² viene dada por:

$$\sigma_t = \frac{P_H \cdot k}{1000 \cdot e}$$

PH : Presión hidrostática a una profundidad H, en kg/cm²

k : Es un factor que depende del diámetro.

e : Espesor de la chapa, en mm.

Suponiendo que la altura total se resuelve mediante la colocación de 6 anillos de chapa de espesor creciente y altura constante de 836 mm, las presiones hidrostáticas sobre cada una de las chapas es función de la altura del fluido y del peso específico del mismo serán:

$$P_H = \frac{\gamma_a H_{max}}{10.000}$$

PH : Presión hidrostática a una profundidad H, en kg/cm²

γ_a : Peso específico del agua en condiciones estándar: $\gamma_a = 1.000 \text{ kg/m}^3$

Hmax : Profundidad máxima de la chapa sobre el nivel de la lámina libre del agua (m).

Las presiones máximas para cada una de las chapas son:

Chapa nº	Altura Máxima (m)	Presión Hidrostática Máxima (Kg/cm ²)
1	5,01	0,501
2	4,18	0,418
3	3,35	0,335
4	2,51	0,251
5	1,67	0,167
6	0,83	0,083

El espesor mínimo para cada chapa se calcula despejando de la expresión anterior para el cálculo de los esfuerzos, siendo:

$$e = \frac{\gamma_c \cdot k \cdot P_H}{2 \cdot (\sigma_e / \gamma_M)}$$

γ_c : Coeficiente de mayoración de acciones $\gamma_c = 1,35$, según CTE.

k: Es un factor que depende del diámetro.

σ_e : Límite elástico del acero.

γ_m : Coeficiente de minoración de resistencia $\gamma_m = 1,2$

Anillo nº	Altura Máxima (m)	Presión Hidrostática Máxima (Kg/cm ²)	Espesor Mínimo (mm)
1	5,01	0,501	3,3
2	4,18	0,418	2,8
3	3,35	0,335	2,2
4	2,51	0,251	1,7
5	1,67	0,167	1,1
6	0,83	0,083	0,6

Debido a que la chapa es ondulada, la tensión que soporta esta es menor que la aquí considerada, ya que siendo la fuerza de tracción la misma, la sección sobre la que se reparte es un 20% mayor. Teniendo en cuenta esta consideración, se adoptan los siguientes espesores:

Anillo nº	Presión Hidrostática Máxima (Kg./cm ²)	Espesor Mínimo Chapa lisa (mm)	Espesor Adoptado Chapa ondulada (mm)	Espesor equivalente chapa lisa (mm)
1	0,501	3,3	3,5	4,2
2	0,418	2,8	3,0	3,6
3	0,335	2,2	2,5	3,0
4	0,251	1,7	2,0	2,4
5	0,167	1,1	1,2	1,4
6	0,083	0,6	1,0	1,2

RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO

Se comprueba la sección útil al aplastamiento de las paredes de chapa contra el vástago del tornillo.

La resistencia al aplastamiento en la unión tornillo-chapa viene dada en función del diámetro del tornillo, el espesor de la chapa y la tensión de agotamiento por aplastamiento, dicha tensión depende del límite elástico de la chapa y el coeficiente de minoración de resistencia.

$$N_r = d e \sigma_c adm$$

e : espesor de chapa

d : Diámetro del vástago

$\sigma_c adm$: Tensión de agotamiento por aplastamiento $\sigma_c adm = \Omega \cdot \sigma_u$

Ω : Factor de corrección acero.

σ_u : Límite último del acero de la chapa:

σ_e : 4.078 Kg/cm²

El número mínimo de tornillos necesarios se calcula dividiendo la resistencia máxima a la que se está sometiendo la chapa entre la resistencia al aplastamiento entre la unión tornillo/chapa.

$$N^{\circ}_{\text{tornillos}} = \frac{N_{\text{max}}}{N_r}$$

Los resultados se reflejan en el siguiente cuadro:

Tornillos M8 (d = 8 mm)

Anillo nº	Nº Tornillos Necesarios	Nº Tornillos Adoptados
1	23	46
2	22	46
3	22	46
4	20	24
5	22	24
6	14	24

RESISTENCIA DE LOS TORNILLOS DE UNIÓN A CORTADURA

La calidad del tornillo se corresponde con el límite elástico del acero normalizado y garantizado por fabricante de:

Tornillo 8.8 $\sigma_e = 6.526 \text{ kg/cm}^2$

Tornillo 12.9 $\sigma_e = 11.013 \text{ kg/cm}^2$

Adoptando un coeficiente de minoración de resistencia de $\gamma_{M2} 1,25$, la tensión admisible a tracción será:

Tornillo 8.8 $\sigma_{adm} = \sigma_e / \gamma_c = 6.526 / 1,25 = 5.220 \text{ kg/cm}^2$

Tornillo 12.9 $\sigma_{adm} = \sigma_e / \gamma_c = 11.013 / 1,25 = 8.810 \text{ kg/cm}^2$

La tensión admisible a cortadura se calcula a partir de la condición de agotamiento aceptada por la EAE:

Tornillo 8.8 $\tau_u = \sigma_{adm}(1+0,3)=0,77 \sigma_{adm}=4.019 \text{ kg/cm}^2$

Tornillo 12.9 $\tau_u = \sigma_{adm}(1+0,3)=0,77 \sigma_{adm}=6.783 \text{ kg/cm}^2$

La tracción máxima por metro de chapa del depósito se calcula en función de la presión hidrostática, el radio del depósito y el coeficiente de mayoración de acciones γ_c .

$$N_d = n^{\circ} \text{tornillo} \cdot S \cdot \tau_u$$

Los resultados se expresan en el siguiente cuadro:

Chapa nº	Tracción Máxima (kgf)	Espesor Adoptado (mm)	Nº Tornillos Adoptados	Tracción Disponible (kgf)
1	51.370	3,50	46	156.837
2	42.860	3,00	46	156.837
3	34.349	2,50	46	156.837
4	25.736	2,00	24	48.484
5	17.123	1,20	24	48.484
	8.572	1,00	24	48.484

4.4.3. Dimensionado de la cimentación

La presión transmitida por el agua sobre el fondo del depósito es de: 0,501 kg/cm²

La pared de chapa ondulada de acero se apoya sobre un zuncho perimetral de hormigón armado. La misión principal es la de evitar el vuelco de la pared de chapa bajo la acción del viento en la hipótesis más desfavorable (depósito vacío).

Las condiciones de proyecto específicas para esta obra comprenden, para la acción del viento, las siguientes condiciones:

La Zona eólica es la A, lo que implica una presión dinámica de 0,42 kN/m².

El coeficiente de exposición es de grado IV, por tanto, adoptaremos un valor de 1,55.

Se adopta un coeficiente eólico de 0,8.

La presión sobre la pared será:

$$P = 0,42 \cdot 1,55 \cdot 0,8 = 0,5208 \sim 0,52 \text{ kNjm}^2$$

La densidad de carga, por metro lineal de ancho de muro será:

$$W = 0,52 \text{ kN/m}$$

El momento flector sobre la base del muro se estima en:

$$M = 1/2 \cdot W \cdot H^2 = 0,5 \cdot 0,52 \cdot 5,01^2 = 6,52 \text{ kN/m}$$

El cortante sobre la base de la pared será:

$$V = W \cdot H = 0,52 \cdot 6,52 = 3,39 \text{ kN}$$

Adoptando una profundidad del zuncho perimetral de cimentación de 40 cm. ($h > 25$ cm. según normativa) y un ancho igual a 40 cm, estudiamos la estabilidad al vuelco.

Siendo P el peso del zuncho por unidad de longitud:

$$P = \delta H \cdot a \cdot h = 2.400 \text{ kg/m}^3 \times 0,4\text{m} \times 0,4\text{m} = 384 \text{ kg/m}$$

Se considera el peso del zuncho aplicado en su centro de gravedad, que coincide con el centro del depósito por lo que consideramos el brazo del momento estabilizador el radio del depósito y como fuerza el peso propio del zuncho, el peso del depósito vacío se desprecia.

$$P_{\text{total}} = P_{\text{zuncho}} \cdot Pr$$

$$P_{\text{total}} = 384 \text{ kg/m} \times 77,06 \text{ m} = 29.592 \text{ kg}$$

Siendo:

P_{zuncho} : El peso del zuncho en kg/m.

Pr : el perímetro del depósito.

Momento estabilizador será:

$$M_e = 34.145 \cdot 14.152 = 362.945 \text{ kgm}$$

Dado el momento estabilizador M_e el vuelco no es posible

Dado que la relación vuelo/altura es $v=h$, no será necesaria la comprobación a cortante según Código estructural.

El armado del zuncho se efectúa en base a cuantías geométricas mínimas establecidas en el Código Estructural, para losas y/o zapatas, dado el caso que nos ocupa, el zuncho perimetral se corresponde con una zapata corrida, luego tomamos la cuantía mínima para losas y o zapatas.

ARMADO DE CARA A TRACCIÓN

Cuantía mínima A_s : $2,46 \text{ cm}^2$

$$A_s = \max (A_{s,geo} , A_{s,mec})$$

donde:

$$A_{s,geo} \text{ (cuantía mínima geométrica)} = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,geo} = A_c \cdot K$$

A_c (Área de la sección de hormigón)

$$A_c = 40 \cdot 40 = 1600 \text{ cm}^2$$

$$K \text{ (coeficiente Tabla 42.3.5)} = 0.0009$$

$$A_{s,mec} \text{ (cuantía mínima mecánica)} = 2,46 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,mec} = 0,04 \cdot A_c \cdot d \cdot f_{cd}/f_{yd}$$

A_c (Área de la sección total de hormigón)

f_{cd} (Resistencia de cálculo del hormigón)

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 25 / 1,5 = 16,67 \text{ N/mm}^2$$

f_{yd} (Resistencia de cálculo del acero de la armadura pasiva en tracción)

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 434,78 \text{ N/mm}^2$$

Se adoptan **2Ø 16 mm** (4,02 cm²)

ARMADO DE CARA A COMPRESIÓN

Cuantía mínima A's: 1,44 cm²

A's = A's,geo, donde:

A's,geo (cuantía mínima geométrica) = 1,44 cm²

$$A's,geo = A_c \cdot K$$

o A_c (Área de la sección de hormigón)

$$A_c = 40 \cdot 40 = 1.600 \text{ cm}^2$$

o K (coeficiente Tabla 42.3.5) = 0.0009

Se adoptan **2Ø 16 mm** (4,02 cm²)

ARMADO TRANSVERSAL

A_α (cuantía mínima) = 3,42 cm²/m

El área mínima de la armadura transversal (según Código Estructural) será:

$$A_{\alpha} = \frac{f_{ct,m}}{7,5} \cdot \frac{b_o}{f_{y\alpha,d}} \cdot \sin \alpha$$

• f_{ct,m} (resistencia a tracción media del hormigón)

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot 25^{2/3} = 2,56 \text{ N/mm}^2$$

- b_0 (anchura neta mínima del elemento) = 40 cm
- $f_{y\alpha,d}$ (Resistencia de cálculo de la armadura de cortante)

$$f_{y\alpha,d} = \min(f_{yd}, 400) = 400,00 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{con } f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 500/1,15 = 434,78 \text{ N/mm}^2$$

- α (ángulo de las armaduras con el eje de la pieza) = 90°

$$St \text{ (separación longitudinal máxima)} = 24,0 \text{ cm}$$

$$St = \min[St,1, St,2, St,3] = \min[28,7, 60,0, 24,0] \text{ cm}$$

Caso: $V_{rd} = 3,25 < 0,2 V_u$, donde

- $St,1 = 0,75 \cdot d (1 + \cotg \alpha) = 28,7 \text{ cm}$ d (canto útil) = $h - r - \Phi_{\max}/2 = 40,0 - 5,5 - 1,6/2 = 33,7 \text{ cm}$
- $St,2 = 60,0 \text{ cm}$
- $V_{u1} = 764,00 \text{ kN}$ (cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma)

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot \theta \cdot \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta}$$

Siendo:

o f_{1cd} (resistencia a compresión del hormigón)

$$f_{1cd} = 0,6 \cdot f_{cd} = 0,6 \cdot 16,67 = 10,00 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 25/1,5 = 16,67 \text{ N/mm}^2$$

o $K = 1,000$

Caso: estructura sin pretensado o sin esfuerzo axial de compresión

o $\theta = 45^\circ$ (ángulo ente las bielas de compresión de hormigón y el eje de la pieza)

- $St,3 = 15 \cdot \Phi_{\min} = 24,0 \text{ cm}$

$\Phi_{\min} = 16 \text{ mm}$ (diámetro de la barra comprimida más delgada)

$St,trans$ (separación transversal máxima) = 33,7 cm

$$St,tran = \min(d, 50) = \min(33,7, 50) = 33,7 \text{ cm}$$

Φ_{\min} (diámetro mínimo) = 6 mm

$$\Phi_t > 1/4 \Phi_{\max} = 16/4 = 4 \text{ mm}$$

(Φ_{\max} : diámetro de la armadura comprimida más gruesa)

Se colocarán estribos 250 x 250 mm de \varnothing 8 mm colocados con una separación de 20 cm con un total de (0,503 cm²/m)

A su vez se proyectan enanos \varnothing 12 mm en el zuncho perimetral para nivelación del zuncho y sujeción de la pared de chapa de acero. La altura de los enanos será de 100 cm colocados pareados a 25 cm y cada 50 cm.

3.5 Deposito 3: diámetro interior 21,70 m, altura 4,18 m

4.4.1. Dimensiones

- Diámetro interior del depósito: 21,70 m
- Altura: 4,18 m
- Volumen de embalsado: 1.545 m³

4.4.2. Dimensionado de la pared del depósito

Se efectúan tres comprobaciones o cálculos:

- 4.1) Resistencia a tracción de la chapa.
- 4.2) Resistencia al aplastamiento.
- 4.3) Resistencia de los tornillos de unión a cortadura.

RESISTENCIA A LA TRACCIÓN DE LA CHAPA

Los esfuerzos a los que está sometida la pared del depósito se deben exclusivamente a la presión hidrostática que ejerce el agua, por lo tanto, serán esfuerzos de tracción.

Para el caso de recipientes de sección cilíndrica donde el diámetro es muy superior al espesor de las paredes, la tensión de tracción σ_t , en kg/cm² viene dada por:

$$\sigma_t = \frac{P_H \cdot k}{1000 \cdot e}$$

PH : Presión hidrostática a una profundidad H, en kg/cm²

k : Es un factor que depende del diámetro.

e : Espesor de la chapa, en mm.

Suponiendo que la altura total se resuelve mediante la colocación de 6 anillos de chapa de espesor creciente y altura constante de 836 mm, las presiones hidrostáticas sobre cada una de las chapas es función de la altura del fluido y del peso específico del mismo serán:

$$P_H = \frac{\gamma_a H_{max}}{10.000}$$

PH : Presión hidrostática a una profundidad H, en kg/cm²

γ_a : Peso específico del agua en condiciones estándar: $\gamma_a = 1.000 \text{ kg/m}^3$

Hmax : Profundidad máxima de la chapa sobre el nivel de la lámina libre del agua (m).

Las presiones máximas para cada una de las chapas son:

Chapa nº	Altura Máxima (m)	Presión Hidrostática Máxima (Kg/cm ²)
1	4,18	0,418
2	3,35	0,335
3	2,51	0,251
4	1,67	0,167
5	0,83	0,083

El espesor mínimo para cada chapa se calcula despejando de la expresión anterior para el cálculo de los esfuerzos, siendo:

$$e = \frac{\gamma_c \cdot k \cdot P_H}{2 \cdot (\sigma_e / \gamma_M)}$$

γ_c : Coeficiente de mayoración de acciones $\gamma_c = 1,35$, según CTE.

k: Es un factor que depende del diámetro.

σ_e : Límite elástico del acero.

γ_m : Coeficiente de minoración de resistencia $\gamma_m = 1,2$

Anillo nº	Altura Máxima (m)	Presión Hidrostática Máxima (Kg/cm ²)	Espesor Mínimo (mm)
1	4,18	0,418	2,5
2	3,35	0,335	2,0
3	2,51	0,251	1,5
4	1,67	0,167	1,0
5	0,83	0,083	0,5

Debido a que la chapa es ondulada, la tensión que soporta esta es menor que la aquí considerada, ya que siendo la fuerza de tracción la misma, la sección sobre la que se reparte es un 20% mayor. Teniendo en cuenta esta consideración, se adoptan los siguientes espesores:

Anillo nº	Presión Hidrostática Máxima (Kg/cm ²)	Espesor Mínimo Chapa lisa (mm)	Espesor Adoptado Chapa ondulada (mm)	Espesor equivalente chapa lisa (mm)
1	0,418	2,5	2,5	3,0
2	0,335	2,0	2,0	2,4
3	0,251	1,5	1,5	1,8
4	0,167	1,0	1,2	1,4
5	0,083	0,5	1,0	1,2

RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO

Se comprueba la sección útil al aplastamiento de las paredes de chapa contra el vástago del tornillo.

La resistencia al aplastamiento en la unión tornillo-chapa viene dada en función del diámetro del tornillo, el espesor de la chapa y la tensión de agotamiento por aplastamiento, dicha tensión depende del límite elástico de la chapa y el coeficiente de minoración de resistencia.

$$N_r = d e \sigma_c adm$$

e : espesor de chapa

d : Diámetro del vástago

$\sigma_c adm$: Tensión de agotamiento por aplastamiento $\sigma_c adm = \Omega \cdot \sigma_u$

Ω : Factor de corrección acero.

σ_u : Límite último del acero de la chapa:

σ_e : 4.078 Kg/cm²

El número mínimo de tornillos necesarios se calcula dividiendo la resistencia máxima a la que se está sometiendo la chapa entre la resistencia al aplastamiento entre la unión tornillo/chapa.

$$N^{\circ}_{tornillos} = \frac{N_{max}}{N_r}$$

Los resultados se reflejan en el siguiente cuadro:

Tornillos M8 (d = 8 mm)

Anillo nº	Nº Tornillos Necesarios	Nº Tornillos Adoptados
1	24	24
2	24	24
3	24	24
4	24	24
5	12	24

RESISTENCIA DE LOS TORNILLOS DE UNIÓN A CORTADURA

La calidad del tornillo se corresponde con el límite elástico del acero normalizado y garantizado por fabricante de:

Tornillo 8.8 $\sigma_e = 6.526 \text{ kg/cm}^2$

Tornillo 12.9 $\sigma_e = 11.013 \text{ kg/cm}^2$

Adoptando un coeficiente de minoración de resistencia de γ_{M2} 1,25, la tensión admisible a tracción será:

Tornillo 8.8 $\sigma_{adm} = \sigma_e / \gamma_c = 6.526 / 1,25 = 5.220 \text{ kg/cm}^2$

Tornillo 12.9 $\sigma_{adm} = \sigma_e / \gamma_c = 11.013 / 1,25 = 8.810 \text{ kg/cm}^2$

La tensión admisible a cortadura se calcula a partir de la condición de agotamiento aceptada por la EAE:

Tornillo 8.8 $\tau_u = \sigma_{adm}(1+0,3) = 0,77 \sigma_{adm} = 4.019 \text{ kg/cm}^2$

Tornillo 12.9 $\tau_u = \sigma_{adm}(1+0,3) = 0,77 \sigma_{adm} = 6.783 \text{ kg/cm}^2$

La tracción máxima por metro de chapa del depósito se calcula en función de la presión hidrostática, el radio del depósito y el coeficiente de mayoración de acciones γ_c .

$$N_d = n^{\circ} \text{tornillo} \cdot S \cdot \tau_u$$

Los resultados se expresan en el siguiente cuadro:

Chapa nº	Tracción Máxima (kgf)	Espesor Adoptado (mm)	Nº Tornillos Adoptados	Tracción Disponible (kgf)
1	37.915	2,50	46	156.837
2	30.387	2,00	46	92.928
3	22.767	1,50	24	48.484
4	15.148	1,20	24	48.484
5	7.583	1,00	24	48.484

4.4.3. Dimensionado de la cimentación

La presión transmitida por el agua sobre el fondo del depósito es de: 0,418 kg/cm²

La pared de chapa ondulada de acero se apoya sobre un zuncho perimetral de hormigón armado. La misión principal es la de evitar el vuelco de la pared de chapa bajo la acción del viento en la hipótesis más desfavorable (depósito vacío).

Las condiciones de proyecto específicas para esta obra comprenden, para la acción del viento, las siguientes condiciones:

La Zona eólica es la A, lo que implica una presión dinámica de 0,42 kN/m².

El coeficiente de exposición es de grado IV, por tanto, adoptaremos un valor de 1,55.

Se adopta un coeficiente eólico de 0,8.

La presión sobre la pared será:

$$P = 0,42 \cdot 1,55 \cdot 0,8 = 0,5208 \sim 0,52 \text{ kN/m}^2$$

La densidad de carga, por metro lineal de ancho de muro será:

$$W = 0,52 \text{ kN/m}$$

El momento flector sobre la base del muro se estima en:

$$M = 1/2 \cdot W \cdot H^2 = 0,5 \cdot 0,52 \cdot 4,18^2 = 4,55 \text{ kN/m}$$

El cortante sobre la base de la pared será:

$$V = W \cdot H = 0,52 \cdot 4,55 = 2,36 \text{ kN}$$

Adoptando una profundidad del zuncho perimetral de cimentación de 40 cm. ($h > 25$ cm. según normativa) y un ancho igual a 40 cm, estudiamos la estabilidad al vuelco.

Siendo P el peso del zuncho por unidad de longitud:

$$P = \delta H \cdot a \cdot h = 2.400 \text{ kg/m}^3 \times 0,4\text{m} \times 0,4\text{m} = 384 \text{ kg/m}$$

Se considera el peso del zuncho aplicado en su centro de gravedad, que coincide con el centro del depósito por lo que consideramos el brazo del momento estabilizador el radio del depósito y como fuerza el peso propio del zuncho, el peso del depósito vacío se desprecia.

$$P_{\text{total}} = P_{\text{zuncho}} \cdot Pr$$

$$P_{\text{total}} = 384 \text{ kg/m} \times 68,17 \text{ m} = 26.178 \text{ kg}$$

Siendo:

P_{zuncho} : El peso del zuncho en kg/m.

Pr : el perímetro del depósito.

Momento estabilizador será:

$$M_e = 26.178 \cdot 10,85 = 284.031 \text{ kgm}$$

Dado el momento estabilizador M_e el vuelco no es posible

Dado que la relación vuelo/altura es $v=h$, no será necesaria la comprobación a cortante según Código estructural.

El armado del zuncho se efectúa en base a cuantías geométricas mínimas establecidas en el Código Estructural, para losas y/o zapatas, dado el caso que nos ocupa, el zuncho perimetral se corresponde con una zapata corrida, luego tomamos la cuantía mínima para losas y o zapatas.

ARMADO DE CARA A TRACCIÓN

Cuantía mínima As: 2,46 cm²

$$As = \max (As,geo , As,mec)$$

donde:

$$As, geo \text{ (cuantía mínima geométrica)} = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$As,geo = Ac \cdot K$$

Ac (Área de la sección de hormigón)

$$Ac = 40 \cdot 40 = 1600 \text{ cm}^2$$

$$K \text{ (coeficiente Tabla 42.3.5)} = 0.0009$$

$$As,mec \text{ (cuantía mínima mecánica)} = 2,46 \text{ cm}^2$$

$$As,mec = 0,04 \cdot Ac \cdot d \cdot fcd/fyd$$

Ac (Área de la sección total de hormigón)

fcd (Resistencia de cálculo del hormigón)

$$fcd = fck / \gamma_c = 25 / 1,5 = 16,67 \text{ N/mm}^2$$

fyd (Resistencia de cálculo del acero de la armadura pasiva en tracción)

$$fyd = fyk / \gamma_s = 500 / 1,15 = 434,78 \text{ N/mm}^2$$

Se adoptan **2Ø 16 mm** (4,02 cm²)

ARMADO DE CARA A COMPRESIÓN

Cuantía mínima A's: 1,44 cm²

A's = A's,geo, donde:

A's,geo (cuantía mínima geométrica) = 1,44 cm²

$$A's,geo = A_c \cdot K$$

o A_c (Área de la sección de hormigón)

$$A_c = 40 \cdot 40 = 1.600 \text{ cm}^2$$

o K (coeficiente Tabla 42.3.5) = 0.0009

Se adoptan 2Ø 16 mm (4,02 cm²)

ARMADO TRANSVERSAL

A_α (cuantía mínima) = 3,42 cm²/m

El área mínima de la armadura transversal (según Código Estructural) será:

$$A_\alpha = \frac{f_{ct,m}}{7,5} \cdot \frac{b_o}{f_{y\alpha,d}} \cdot \sin \alpha$$

• f_{ct,m} (resistencia a tracción media del hormigón)

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot 252^{2/3} = 2,56 \text{ N/mm}^2$$

• b_o (anchura neta mínima del elemento) = 40 cm

• f_{yα,d} (Resistencia de cálculo de la armadura de cortante)

$$f_{y\alpha,d} = \min (f_{yd}, 400) = 400,00 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{con } f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 434,78 \text{ N/mm}^2$$

• α (ángulo de las armaduras con el eje de la pieza) = 90°

St (separación longitudinal máxima) = 24.0 cm

$$St = \min[St,1, St,2, St,3] = \min[28,7, 60,0, 24,0] \text{ cm}$$

Caso: $V_{rd} = 3,25 < 0,2 V_u$, donde

- $St,1 = 0,75 \cdot d (1 + \cotg \alpha) = 28,7 \text{ cm}$ d (canto útil) $= h - r - \Phi_{max}/2 = 40,0 - 5,5 - 1,6/2 = 33,7 \text{ cm}$
- $St,2 = 60,0 \text{ cm}$
- $V_{u1} = 764,00 \text{ kN}$ (cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma)

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot \theta \cdot \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta}$$

Siendo:

o f_{1cd} (resistencia a compresión del hormigón)

$$f_{1cd} = 0,6 \cdot f_{cd} = 0,6 \cdot 16,67 = 10,00 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 25/1,5 = 16,67 \text{ N/mm}^2$$

o $K = 1,000$

Caso: estructura sin pretensado o sin esfuerzo axial de compresión

o $\theta = 45^\circ$ (ángulo ente las bielas de compresión de hormigón y el eje de la pieza)

$$\bullet St,3 = 15 \cdot \Phi_{mín} = 24,0 \text{ cm}$$

$\Phi_{mín} = 16 \text{ mm}$ (diámetro de la barra comprimida más delgada)

$St,trans$ (separación transversal máxima) = 33,7 cm

$$St,tran = \min(d, 50) = \min(33,7, 50) = 33,7 \text{ cm}$$

Φ_{min} (diámetro mínimo) = 6 mm

$$\Phi_t > 1/4 \Phi_{max} = 16/4 = 4 \text{ mm}$$

(Φ_{max} : diámetro de la armadura comprimida más gruesa)

Se colocarán estribos 250 x 250 mm de \varnothing 8 mm colocados con una separación de 20 cm con un total de (0,503 cm²/m)

A su vez se proyectan enanos \varnothing 12 mm en el zuncho perimetral para nivelación del zuncho y sujeción de la pared de chapa de acero. La altura de los enanos será de 100 cm colocados pareados a 25 cm y cada 50 cm.