

Memoria de Cálculo

Parque de Almacenamiento de ácido sulfúrico del 98%

Manuel Masegoza Pérez

Índice

Tabla de contenidos	3
1.- CÁLCULO DE LOS TANQUES	5
1.1.- Dimensionado de los tanques	5
1.2.- Cálculo de las envolventes.	6
1.3.- Cálculo del fondo de los tanques	9
1.4.- Diseño del techo de los tanques	12
2.- CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN	14
2.1.- Estabilidad ante la acción del viento	16
2.2.- Estabilidad ante la acción sísmica	18
2.3.- Resistencia del terreno	26
3.- CUBETO DE RETENCIÓN	27
3.1.- Calculo justificativo de la altura de los muros	27
4.- SISTEMA DE CARGA Y DESCARGA	28
4.1.- Dimensionado de las tuberías	28
4.2.- Bridas, válvulas y accesorios.	29
4.3.- Pérdida de carga en tuberías y accesorios	31
4.4.- Selección de las bombas	33
4.5.- Dimensionado de los venteos	34
5.- SISTEMA DE RECUPERACIÓN DE DERRAMES	35
5.1.- Dimensionado de las tuberías	35
5.2.- Pérdidas de carga en tuberías y accesorios	36
5.3.- Selección de las bombas	37
6.- SISTEMA DE BOMBEO DE AGUAS PLUVIALES	37
6.1.- Dimensionado de las tuberías	37
6.2.- Pérdidas de carga en tuberías y accesorios	38
6.3.- Selección de las bombas	39
7.- SISTEMA CONTRA INCENDIOS Y DE PROTECCIÓN	39
7.1.- Sistema de protección por espuma	40
7.2.- Sistema de detección de fugas	40
8.- SISTEMA DE ELECTRIFICACIÓN	40
8.1.- Dimensionado del cableado	42
8.2.- Cuadro General	43
8.3.- Puesta a tierra	44

Tabla de contenidos

Tabla 1: Características de servicio	5
Tabla 2: Características del ácido sulfúrico.....	5
Tabla 3: Dimensiones de los tanques	6
Tabla 4: Características del acero A-283 grado C.....	7
Tabla 5: Espesores mínimos de chapa según API.....	8
Tabla 6: Espesores de las chapas de las virolas del tanque de 5.000m ³	8
Tabla 7: Comprobación de la rigidez del tanque de 5.000m ³	9
Tabla 8: Espesores de las virolas y rigidez del tanque de 10.000m ³	9
Tabla 9: Espesores mínimos del fondo anular según API 650.....	12
Tabla 10: Tipo de techo en función del diámetro según API.....	12
Tabla 11: Dimensiones del anillo de coronamiento según API.....	14
Tabla 12: Pesos del tanque de 5.000 m ³	15
Tabla 13: Pesos del tanque de 10.000 m ³	15
Tabla 14: Datos para el cálculo del centro de gravedad del tanque de 5.000 m ³	23
Tabla 15: Datos para el cálculo del centro de gravedad del tanque de 10.000 m ³	23
Tabla 16: Datos para el cálculo del momento de volcamiento.....	24
Tabla 17: Datos de partida para el dimensionado de tuberías.	28
Tabla 18: Características de las bridas a instalar	30
Tabla 19: Longitud equivalente de los accesorios.....	31
Tabla 20: Longitud equivalente en derrames	36
Tabla 21: Longitudes equivalentes para aguas pluviales.....	38

1.- CÁLCULO DE LOS TANQUES

La propuesta es la del diseño de un parque de almacenamiento de ácido sulfúrico del 98%. Se requiere de dos tanques con capacidades de 5.000 y 10.000 m³.

Las características del tanque vienen definidas en la siguiente tabla:

Presión (kg/cm ²)	Servicio	1,033
	Diseño	1,033
	Prueba	1,55
Temperatura (°C)	Servicio	25
	Diseño	60

Tabla 1: Características de servicio

Cabe resaltar que la presión de prueba es 1,5 veces la presión de diseño y que la temperatura de servicio es la máxima temperatura alcanzable.

Por su parte las características del ácido sulfúrico a almacenar son:

Densidad (g/cm ³)	1,84
Pureza (% en peso)	98%

Tabla 2: Características del ácido sulfúrico

1.1.- Dimensionado de los tanques

Para el diseño de un tanque lo primero que necesitamos saber es las dimensiones del tanque acordes con la capacidad requerida. Una vez dimensionado podremos calcular, en base a nuestra proposición del número de chapas, el largo y ancho de las chapas a emplear.

Con la finalidad de conseguir un ahorro en el trabajo de taller, y por lo tanto un ahorro económico, se emplearán estas mismas dimensiones de chapa en el diseño de los dos tanques.

Así, atendiendo a recomendaciones empíricas obtenidas de las construcciones de tanques anteriores, debemos saber que:

$$h \leq \frac{D}{2}$$

Para que todo esto se cumpla propondremos una altura de 10 y 14 m para los tanques de 5000 y 10000 m³ respectivamente. Ya podemos calcular el diámetro del tanque de 5000 m³ para saber así las dimensiones de las chapas, para ello empleamos la expresión:

$$V = \pi \cdot r^2 \cdot h \Rightarrow V = \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot h \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 5000}{\pi \cdot 10}} \Rightarrow D = 25,23m$$

Redondeamos a 26 m para asegurar la esbeltez del tanque.

Ahora pasamos a calcular las dimensiones de las chapas, para ello proponemos el uso de 5 virolas y de 15 chapas por virola,

$$a_{chapa} = \frac{h}{n_{virolas}} = \frac{10}{5} \Rightarrow a_{chapa} = 2m$$

$$l_{chapa} = \frac{\text{perímetro}}{n_{chapas} / \text{virola}} = \frac{\pi \cdot D}{n_{chapas} / \text{virola}} \Rightarrow l_{chapa} = \frac{\pi \cdot 26}{15} = 5,44m$$

Por lo tanto el diámetro real del tanque de 5.000 m³ será:

$$D = \frac{\text{perímetro}}{\pi} = \frac{n_{chapas} / \text{virola} \cdot l_{chapa}}{\pi} \Rightarrow D = \frac{15 \cdot 5,44}{\pi} = 25,974m$$

Como ya hemos dicho emplearemos las mismas chapas para ambos tanques, y para el segundo de los tanques proponemos 18 chapas por virola, por lo tanto el diámetro del tanque de 10.000 m³ será:

$$D = \frac{\text{perímetro}}{\pi} = \frac{n_{chapas} / \text{virola} \cdot l_{chapa}}{\pi} \Rightarrow D = \frac{18 \cdot 5,44}{\pi} = 31,17m$$

Con todo esto ya podemos conocer la capacidad útil de los tanques

$$V = \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot h$$

En la siguiente tabla se recogen las dimensiones de cada uno de los tanques:

TANQUE 5.000 m ³		TANQUE 10.000 m ³	
Capacidad útil (m ³)	5.298,71	Capacidad útil (m ³)	10.682,21
Altura (m)	10	Altura (m)	14
Diámetro (m)	26	Diámetro (m)	31
Área (m ²)	530,9	Área (m ²)	754,77
Perímetro (m)	81,68	Perímetro (m)	97,4

Tabla 3: Dimensiones de los tanques

1.2.- Cálculo de las envolventes.

Una vez conocidas las características de los tanques, vamos a calcular los espesores necesarios para las chapas de cada una de las virolas. Para hacerlo emplearemos el código de diseño API-650.

Las expresiones para el cálculo de los espesores mínimos, en unidades del sistema internacional, que nos proporciona el código son:

- Espesor para diseño

$$t_d = \frac{2,6 \cdot D \cdot (H - 1) \cdot G}{S_d} + C$$

- Espesor para prueba hidrostática

$$t_p = \frac{2,6 \cdot D \cdot (H - 1) \cdot G'}{S_p}$$

Donde:

D \equiv Diámetro nominal del tanque

H \equiv Altura del tanque

G \equiv Densidad del ácido sulfúrico

G' \equiv Densidad del agua

C \equiv Sobreespesor por corrosión

S_t \equiv Esfuerzo máximo admisible para el diseño

S_d \equiv Esfuerzo máximo admisible para la prueba hidrostática

1.2.1.- Esfuerzos máximos admisibles

Como bien se dijo en la memoria descriptiva, el acero a emplear es el acero A-283 grado C según la norma ASTM. En la siguiente tabla se muestran la composición y las propiedades del mismo:

Características mecánicas	Carga a la rotura ()	55.000
	Límite elástico ()	30.000
	Alargamiento	
Composición	Carbono	0,24
	Manganeso	0,9
	Silicio	0,4
	Azufre	0,04
	Fósforo	0,035

Tabla 4: Características del acero A-283 grado C.

Una vez conocidas las propiedades del acero a emplear, necesitamos saber el esfuerzo máximo admisible para el diseño (S_d) y para la prueba hidráulica (S_p) que se muestran en el código de diseño empleado API 650:

$$S_d = 20000PSI$$

$$S_p = 22500PSI$$

1.2.2.- Cálculo de espesores

Según API 650, los espesores requeridos de envolvente serán mayores que los diseñados o los de prueba hidráulica, incluido el sobreespesor de corrosión. En ningún caso, el espesor total será menor que el mostrado en la siguiente tabla:

Diámetro nominal (feet)	Espesor nominal (inch)
D<50	3/16
50<D<120	¼
120<D<200	5/16
D>200	3/8

Tabla 5: Espesores mínimos de chapa según API

Una vez conocidas todas las variables necesarias para calcular el espesor de prueba hidráulica y el de diseño, procedemos a calcular los espesores de las chapas de cada una de las virolas. Se muestra el cálculo del espesor de la primera de las virolas del tanque de 5.000 m³ siendo similar el cálculo para todas las demás:

$$t_d = \frac{2,6 \cdot D \cdot (H - 1) \cdot G}{S_d} \Rightarrow t_d = \frac{2,6 \cdot 80,3 \cdot (6,56 - 1) \cdot 1,84}{20000}$$

$$t_d = 0,113''$$

$$t_p = \frac{2,6 \cdot D \cdot (H - 1) \cdot G}{S_d} \Rightarrow t_p = \frac{2,6 \cdot 80,3 \cdot (6,56 - 1)}{22500}$$

$$t_p = 0,056''$$

Se adoptaría el mayor de ellos pero en este caso el espesor es inferior al espesor mínimo recomendado por API 650 que es de ¼ pulgada de manera que el espesor adoptado es el recomendado por API más el sobreespesor por tolerancia en siderurgia que es de 0,02 pulgadas:

$$t_{adoptado} = t_{API} + t_{siderurgia} \Rightarrow t_{adoptado} = 0,25 + 0,02$$

$$t_{adoptado} = 0,27''$$

Si hacemos esto mismo con todas las virolas obtenemos los espesores que se muestran en el siguiente cuadro resumen:

Nº de virola	H (ft)	t _d (inch)	t _p (inch)	t _{API} (inch)	t _{adoptado} (inch)
1	6,56	0,11	0,056	0,25	0,27
2	13,12	0,25	0,12	0,25	0,27
3	19,68	0,38	0,18	0,38	0,40
4	26,25	0,52	0,25	0,52	0,54
5	32,81	0,65	0,31	0,65	0,67

Tabla 6: Espesores de las chapas de las virolas del tanque de 5.000m³

A continuación comprobaremos la rigidez del tanque comprobando si la virola soporta el peso de la columna de líquido que tiene por encima. Para ello calculamos la altura que soportaría mediante la siguiente fórmula y comparamos:

$$H_{\frac{1}{4}} = 6 \cdot (100t) \cdot \sqrt{\left(\frac{100t}{D}\right)^3 \left(\frac{100}{V}\right)^2} \Rightarrow H_{\frac{1}{4}} = 6 \cdot (100 \cdot 0,27) \cdot \sqrt{\left(\frac{100 \cdot 0,27}{80,3}\right)^3 \left(\frac{100}{89,5}\right)^2}$$

$$H_{\frac{1}{4}} = 35,9'' > 6,85''$$

Se comprueba así que esta virola soporta la columna de líquido a la que se ve expuesta. A continuación se muestra en una tabla los distintos tanteos y la altura que realmente soporta cada virola:

Nº de virola	H (ft)	H _n (ft)
1	6,56	35,91
2	13,12	35,91
3	19,68	61,90
4	26,25	118,70
5	32,81	215,13

Tabla 7: Comprobación de la rigidez del tanque de 5.000m³

Para el tanque de 10.000 m³ hacemos el proceso análogo de manera que los resultados son los que se muestran a continuación:

Nº de virola	H (ft)	t _d (inch)	t _p (inch)	t _{API} (inch)	t _{adoptado} (inch)	H _n (ft)
1	6,56	0,13	0,065	0,25	0,27	28,97
2	13,12	0,28	0,14	0,28	0,30	33,97
3	19,68	0,44	0,21	0,44	0,46	65,40
4	26,25	0,59	0,29	0,59	0,61	131,43
5	32,81	0,75	0,36	0,75	0,77	242,78
6	39,37	0,90	0,43	0,90	0,92	408,36
7	45,93	1,06	0,51	1,06	1,08	635,21

Tabla 8: Espesores de las virolas y rigidez del tanque de 10.000m³

Como se puede ver en las dos últimas tablas, todas las virolas, soportarán el peso de la columna de agua que tienen encima, de manera que no es necesario el uso de anillos de rigidización.

1.3.- Cálculo del fondo de los tanques

Recordando lo que recomienda API 650 en cuanto al diseño de fondos:

- Todas las chapas del fondo tendrán un espesor nominal mínimo de ¼ pulg.
- Todas las chapas rectangulares tendrán preferiblemente una anchura mínima de 72 pulg, al igual que las chapas de forma (chapas de fondo sobre las que descansa el tanque) las cuales tienen un extremo rectangular.

- Las chapas del fondo se pedirán con una anchura suficiente para que una vez cubierta, al menos 1 pulg de ancho sobresalga fuera del borde exterior de la soldadura que une el fondo con la envolvente.

A continuación se muestra el cálculo del número de chapas necesarias para acometer la construcción del fondo incluido un 20% de exceso en concepto de recortes y curvas del tanque de 5.000 m³. Para ello calculamos el área del fondo y el de una chapa:

- Área del fondo:

$$A_{fondo} = \pi \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^2 \Rightarrow A_{fondo} = \pi \cdot \left(\frac{26}{2}\right)^2$$

$$A_{fondo} = 530,93m^2$$

- Área de una chapa:

$$A_{chapa} = ancho_{chapa} \cdot largo_{chapa} \Rightarrow A_{chapa} = 2 \cdot 5,44$$

$$A_{chapa} = 10,88m^2$$

Al hacer el cociente entre ambas, tenemos el número de chapas necesarias al que le incluimos el 20%:

$$N^{\circ} Chapas_{fondo} = \frac{A_{fondo}}{A_{chapa}} \cdot 1,2 \Rightarrow N^{\circ} Chapas_{fondo} = \frac{530,93}{10,88} \cdot 1,2$$

$$N^{\circ} Chapas_{fondo} = 59chapas$$

En el caso del tanque de 10.000 m³, el área del fondo es de 754,77 m² y por lo tanto, el número de chapas será:

$$N^{\circ} Chapas_{fondo} = \frac{754,77}{10,88} \cdot 1,2 \Rightarrow N^{\circ} Chapas_{fondo} = 84chapas$$

1.3.1.- Anillo periférico del fondo

Ambos tanques tienen un diámetro tal que se hace necesaria la colocación de un anillo periférico. Según API 650, la anchura mínima del anillo periférico del fondo será de 610 mm, y su material será, en general, el mismo que el de la primera virola. El área de este anillo viene dado por la expresión:

$$A_{anillo} = \pi \cdot (R^2 - r^2)$$

Donde:

R = radio del tanque + anchura del anillo periférico

r = radio del tanque

Por lo tanto, el área del anillo periférico para el tanque de 5.000 y 10.000 m³ será:

- tanque de 5.000 m³

$$A_{anillo} = \pi \cdot (26,61^2 - 26^2) \Rightarrow A_{anillo} = 100,82m^2$$

- tanque de 10.000 m³

$$A_{anillo} = \pi \cdot (31,61^2 - 31^2) \Rightarrow A_{anillo} = 119,98m^2$$

Con esta área procedemos a calcular el número de chapas que necesitamos:

- tanque de 5.000 m³

$$N^{\circ} Chapas_{anillo} = \frac{A_{anillo}}{A_{chapa}} \cdot 1,2 \Rightarrow N^{\circ} Chapas_{anillo} = \frac{100,82}{10,88} \cdot 1,2$$

$$N^{\circ} Chapas_{anillo} = 12chapas$$

- tanque de 10.000 m³

$$N^{\circ} Chapas_{anillo} = \frac{119,98}{10,88} \cdot 1,2 \Rightarrow N^{\circ} Chapas_{anillo} = 14chapas$$

1.3.2.- Espesor de las chapas del fondo

Según API 650 las chapas del fondo deben tener un espesor mínimo de 6 mm. El fondo anular o anillo periférico del fondo tendrá su espesor en función de la tensión de diseño de la primera virola según la ecuación:

$$S_t = \frac{4,9 \cdot D \cdot (H - 0,3)}{t_1}$$

- tanque de 5.000 m³

$$S_t = \frac{4,9 \cdot 26 \cdot (9,42 - 0,3)}{16,98} \Rightarrow S_t = 68,40MPa$$

- tanque de 10.000 m³

$$S_t = \frac{4,9 \cdot 31 \cdot (13,25 - 0,3)}{27,87} \Rightarrow S_t = 70,58 \text{ MPa}$$

Si acudimos con esto al grafico que sigue obtenemos el espesor del anillo periférico del fondo que resulta de 6 mm en ambos casos, pero como la norma se refiere a petróleo, lo ajustaremos a la gravedad específica del sulfúrico de manera que el espesor será de:

Plate Thickness ^a of First Shell Course (mm)	Stress ^b in First Shell Course (MPa)			
	≤ 190	≤ 210	≤ 220	≤ 250
$t \leq 19$	6	6	7	9
$19 < t \leq 25$	6	7	10	11
$25 < t \leq 32$	6	9	12	14
$32 < t \leq 40$	8	11	14	17
$40 < t \leq 45$	9	13	16	19

Tabla 9: Espesores mínimos del fondo anular según API 650

$$t_{\text{fondo}} = 6 \cdot 1,84 \Rightarrow t_{\text{fondo}} = 11,04 \text{ mm}$$

Posteriormente se comprueba que el tanque de 10.000 m³ con este espesor, no resiste la acción sísmica de manera que aumentamos su espesor a 13,19 mm.

1.4.- Diseño del techo de los tanques

Según API 650 el tipo de techo a emplear depende del diámetro del tanque según se marca en la siguiente tabla:

Diámetro del tanque (m)	Tipo de techo
D<8	Autosoportado sin estructura
4,5<D<12,5	Autosoportado con vigas
10<D<48	Autosoportado con cerchas
20<D<80	Soportado por columnas

Tabla 10: Tipo de techo en función del diámetro según API

La solución adoptada es el techo cónico autosoportado por cerchas. Todos los techos autosoportados podrán tener las chapas del techo reforzadas por secciones soldadas a las chapas.

Además, los techos de tipo cónico autosoportados, deberán estar de acuerdo con los siguientes requisitos, los valores máximos y mínimos de la pendiente son $\alpha=26,9^\circ$ (tangente=9:12) y $\alpha=9,5^\circ$ (tangente=2:12) respectivamente. Se adoptará un ángulo de pendiente (α) de 20° y 25° en los tanques de 5.000 y 10.000 m³ respectivamente.

Finalmente, las chapas del techo tendrán un espesor mínimo definido por la siguiente fórmula y en ningún caso menor de 3/16 pulgadas (4,76 mm):

- Tanque de 5.000 m³:

$$t = \frac{D}{4,8 \cdot \operatorname{sen} \alpha} \Rightarrow t = \frac{26}{4,8 \cdot \operatorname{sen} 20}$$

$$t = 15,84 \text{ mm}$$

- Tanque de 10.000 m³:

$$t = \frac{31}{4,8 \cdot \operatorname{sen} 25} \Rightarrow t = 15,28 \text{ mm}$$

Para saber el número de chapas necesarias, para la construcción del techo es necesario saber primero el área del cono. Para ello, en la sección principal vemos un triángulo isósceles del que calculamos los lados iguales:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{r} \Rightarrow h = \frac{D \cdot \operatorname{tg} \alpha}{2}$$

$$h = \frac{26 \cdot \operatorname{tg} 20}{2} \Rightarrow h = 4,73 \text{ m}$$

$$l = \sqrt{h^2 + \left(\frac{D}{2}\right)^2} \Rightarrow l = \sqrt{4,73^2 + \left(\frac{26}{2}\right)^2}$$

$$l = 13,83 \text{ m}$$

Ya podemos saber el área del cono:

$$A_{\text{cubierta}} = \pi \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^2 \cdot l \Rightarrow A_{\text{cubierta}} = \pi \cdot \left(\frac{26}{2}\right)^2 \cdot 13,83$$

$$A_{\text{cubierta}} = 564,98 \text{ m}^2$$

Finalmente calculamos el número de chapas haciendo el cociente entre el área unitaria de la chapa y aumentándole el 20% en recortes y bordes:

$$N^{\circ} Chapas_{fondo} = \frac{A_{fondo}}{A_{chapa}} \cdot 1,2 \Rightarrow N^{\circ} Chapas_{fondo} = \frac{564,98}{10,88} \cdot 1,2$$

$$N^{\circ} Chapas_{fondo} = 62chapas$$

En el caso del tanque de 10.000 m³ el ángulo será de 25° de forma que la altura del techo será 7,23 m, los lados iguales son de 17,10 m y el área de 837,79. Por lo tanto el número de chapas necesarias es de:

$$N^{\circ} Chapas_{fondo} = \frac{837,79}{10,88} \cdot 1,2 \Rightarrow N^{\circ} Chapas_{fondo} = 92chapas$$

1.4.1.- Anillo de coronamiento

Para ambos tanques, a la parte superior de la última virola, se debe soldar un perfil en L denominado anillo de coronamiento que deberá soportar las cargas debidas al viento que tienden a abollar la carcasa.

Según API, independientemente de la velocidad del viento, este anillo de coronamiento no podrá tener unas dimensiones inferiores a las que se detalla en la siguiente tabla:

Diámetro del tanque (m)	Dimensiones del anillo (mm)
D<10,7	65x65x7
10,7<D<18,3	65x65x9
18,3<D<67	80x80x10
D>67	100x100x10

Tabla 11: Dimensiones del anillo de coronamiento según API

Por lo tanto adoptamos para ambos tanques, como anillo de coronamiento, el perfil en L de dimensiones 80x80x10.

2.- CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN

Una vez conocidos los espesores y números de chapas de cada virola, fondo y techo; y habiendo dimensionado los anillos podemos calcular los pesos de los tanques vacíos y llenos de forma que podamos calcular la estabilidad de los tanques ante la acción sísmica y la acción del viento:

Parte del tanque		Espesor de chapa (mm)	Número de chapas	Volumen unitario de la chapa (m ³)	Volumen total (m ³)	Peso (kg)
Envolvente	1	6,85	15	0,074	1,12	8.775,67
	2	6,85	15	0,074	1,12	8.775,67
	3	10,18	15	0,11	1,66	13.046,71
	4	13,58	15	0,15	2,22	17.403,42
	5	16,98	15	0,18	2,77	21.760,12
	total					69.761,59
Fondo		11,04	59	0,074	4,40	55.631,35
Techo		15,84	62	0,074	4,62	83.877,49
Anillo de coronamiento					61,26	480.891
Tanque vacío						690.161,44
Líquido almacenado					5.000	9.200.000
Tanque lleno						9.890.161,44

Tabla 12: Pesos del tanque de 5.000 m³

Parte del tanque		Espesor de chapa (mm)	Número de chapas	Volumen unitario de la chapa (m ³)	Volumen total (m ³)	Peso (kg)
Envolvente	1	6,85	18	0,074	1,34	10.530,81
	2	7,75	18	0,084	1,52	11.914,061
	3	11,67	18	0,13	2,29	17.946,42
	4	15,60	18	0,17	3,055	23.978,78
	5	19,52	18	0,21	3,82	30.011,14
	6	23,44	18	0,26	4,59	36.043,50
	7	27,37	18	0,30	5,36	42.075,86
	total					172.500,58
Fondo		13,19	84	0,074	6,26	94.628,65
Techo		15,28	89	0,074	6,63	116.148,047
Anillo de coronamiento					73,042	573.379,7
Tanque vacío						956.656,97
Líquido almacenado					10.000	18.400.000
Tanque lleno						19.356.657

Tabla 13: Pesos del tanque de 10.000 m³

2.1.- Estabilidad ante la acción del viento

La norma “NBEA/88. Acciones en la edificación” define la acción del viento como la acción producida por las presiones y succiones que genera el viento sobre las superficies.

En el capítulo 5 de la norma NBEA/88 se explica de modo genérico como calcular las acciones del viento sobre el tanque, aunque para el diseño de este tanque se ha aplicado el procedimiento descrito en el código API 650, donde además se define también el momento de vuelco máximo.

La velocidad del viento “v” (m/s) produce una presión dinámica “w” (kg/m²) en los puntos donde la velocidad se anula. La presión dinámica que se considera en el cálculo del tanque es función de la altura de coronación y de su situación topográfica.

La NBEA/88 califica la situación topográfica del tanque como “expuesta”. Para esta situación topográfica, y una altura comprendida entre 11 y 30 metros, de la tabla 5.1 de la NBEA/88 se obtiene la velocidad del viento y la presión dinámica:

- Velocidad del viento: $V = 144 \text{ km/h} = 40 \text{ m/s}$
- Presión dinámica: $w = 100 \text{ kg/m}^2$

El viento produce sobre cada elemento superficial, tanto orientado a barlovento como a sotavento, de la envolvente una sobrecarga unitaria “p” (kg/m²) positiva (presión) o negativa (succión) en la dirección de su normal. El valor de esta sobrecarga unitaria se define como:

$$p = c \cdot w$$

Donde:

c= coeficiente eólico

Luego esta sobrecarga unitaria será:

$$p = 0,8 \cdot 100 \Rightarrow p = 80 \text{ kg} / \text{m}^2$$

El área expuesta al viento será:

$$A_{\text{viento}} = H_G \cdot D \Rightarrow A_{\text{viento}} = (H + h) \cdot D$$

$$A_{\text{viento}} = (10 + 4,73) \cdot 26 \Rightarrow A_{\text{viento}} = 382,98 \text{ m}^2$$

Por lo tanto la sobrecarga puede obtenerse como el producto de la sobrecarga unitaria por el área de expuesta al viento:

$$H_V = p \cdot A_{\text{viento}} \Rightarrow H_V = 80 \cdot 382,98$$

$$H_V = 30638,4 \text{ kg}$$

Se calcula de acuerdo con API 650 apartado 3.11.2 el momento de volcamiento de la presión del viento:

$$M_{Volcamiento} = \frac{p \cdot D \cdot H_G^2}{2} \Rightarrow M_{Volcamiento} = \frac{80 \cdot 26 \cdot (10 + 4,73)^2}{2}$$

$$M_{Volcamiento} = 451303,63 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Y por otra parte se calcula el momento resistente de la carga muerta:

$$M_{resistente} = \left(\frac{m_{tanque} \cdot D}{2} \right) = \left(\frac{9890161,44 \cdot 26}{2} \right)$$

$$M_{resistente} = 129572098,7 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

No debiendo exceder la primera dos tercios la segunda:

$$M_{Volcamiento} \leq \frac{2}{3} M_{resistente} \Rightarrow 451303,63 \leq \frac{2}{3} 129572098,7$$

$$451.303,63 \leq 85.714.732,48$$

Como se cumple la desigualdad, se puede concluir que no es necesario anclar.

Para el tanque de 10.000 m³, los momentos serán:

$$M_{Volcamiento} = \frac{80 \cdot 31 \cdot (14 + 7,23)^2}{2} \Rightarrow M_{Volcamiento} = 1117767,99 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{resistente} = \left(\frac{19356657 \cdot 31}{2} \right) \Rightarrow M_{resistente} = 30028,18 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Comprobamos que se cumple la desigualdad para saber si hay que anclar el tanque:

$$M_{Volcamiento} \leq \frac{2}{3} M_{resistente} \Rightarrow 1117767,99 \leq \frac{2}{3} 30028,18$$

$$1.117.767,99 \leq 200.018,789$$

Por lo tanto tampoco es necesario anclar.

2.2.- Estabilidad ante la acción sísmica

Se va a proceder a calcular el momento de volcamiento del tanque según se describe en API 650 apéndice E “Diseño Sísmico del Tanque de Almacenamiento”. Así mismo se considera la norma de construcción sismorresistente NCSR-02.

Se recoge en el Real Decreto nombrado anteriormente la obligatoriedad de realizar la verificación de estabilidad a las construcciones de nueva planta. Así mismo a los efectos de esta norma, de acuerdo a los daños que puede ocasionar la destrucción del tanque por los efectos de un terremoto, se define el estudio sismorresistente como “de importancia especial”.

El apéndice E proporciona los requerimientos mínimos para el diseño del tanque sometido a carga sísmica. Estos requerimientos representan aceptadas prácticas para aplicación a tanques de fondo plano. Las bases de estos requerimientos juntos con las curvas de diseño de las gráficas 32.2, 32.3 y 32.4 fueron desarrolladas por R.S Wozniak y W.W Mitchel en el documento “Previsiones bases de diseño sísmico para soldeo de tanque de acero para almacenamiento de petróleo”.

El momento de volcamiento determinado en API 650 E.3.1 es el momento aplicado únicamente al fondo del casco. La cimentación del tanque está sujeta a un momento de volcamiento adicional que sólo se calcula cuando se emplean cimentaciones especiales como lozas de concreto soportadas sobre pilotes, en este proyecto no se considera este momento de volcamiento adicional.

El movimiento sísmico en función de la frecuencia a la que se produce provoca dos tipos de reacciones sobre el tanque:

- La alta frecuencia provoca un movimiento lateral del terreno sobre el que está situado el tanque, implicando que la cantidad de líquido que contiene el recipiente se mueva al unísono con el cuerpo del tanque.
- La baja frecuencia genera un movimiento de oleaje del líquido contenido.

El movimiento lateral de las masas, provoca fuerzas que actúan en el centro de gravedad del tanque, ocasionando la inestabilidad del conjunto, que multiplicado por el brazo de palanca respecto del fondo, originan un momento de vuelco, produciendo una compresión longitudinal, provocando la deformación del cuerpo. Por lo que el tanque será diseñado para resistir este fenómeno.

El momento de vuelco deberá determinarse mediante la siguiente expresión:

$$M_{Volcament} = ZI(C_1 W_{env} X_{env} + C_1 W_1 H_G + C_1 W_1 X_1 + C_2 W_2 X_2)$$

Donde:

M_{volca} = Momento de vuelco generado por el sismo.

Z = Coeficiente sísmico

I = Factor de rigidez.

C_1, C_2 = Coeficiente de fuerza lateral sísmica.

W_{env} = Peso total del cuerpo del tanque

X_{env} = Altura desde el fondo del cuerpo del tanque al centro de gravedad de este.

H_G = Altura total del cuerpo del tanque (m.)

W_1 = Peso de la masa efectiva contenida en el tanque que se mueve al unísono con el cuerpo del tanque.

X_1 = Altura desde el fondo del cuerpo del tanque al centroide de la fuerza lateral sísmica aplicada a W_1

W_2 = Peso efectivo de la masa contenida por el tanque que se mueve en el primer oleaje

X_2 = Altura desde el fondo del tanque al centroide de la fuerza sísmica lateral aplicada a W_2 .

2.2.1.- Periodo natural y coeficientes de fuerza sísmica

Se calcula la relación entre el diámetro y la altura máxima de diseño del líquido:

- Tanque de 5.000 m³:

$$\frac{D}{H_c} = \frac{26}{9,42} = 2,76$$

- Tanque de 10.000 m³:

$$\frac{D}{H_c} = \frac{31}{13,25} = 2,34$$

Si nos vamos a API 650 se muestra un gráfico que relaciona esta proporción con el factor k, que en ambos casos es de 0,6:

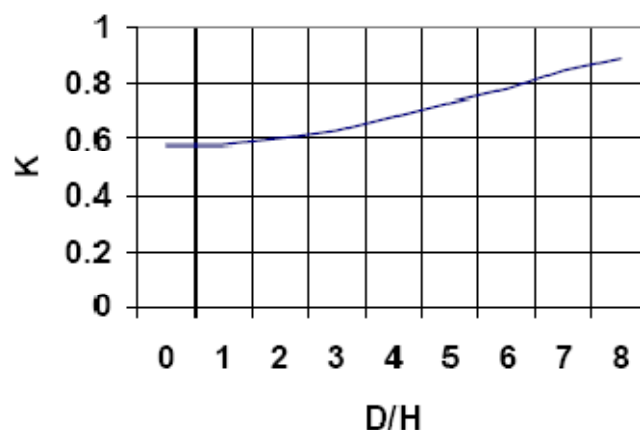


Ilustración 1: Gráfico que relaciona la proporción D/H con k

El periodo natural T viene dado por la siguiente expresión:

$$T = k \cdot \sqrt{D}$$

- Tanque de 5.000 m³:

$$T = 0,6 \cdot \sqrt{26} \Rightarrow T = 3,059s$$

- Tanque de 10.000 m³:

$$T = 0,6 \cdot \sqrt{31} \Rightarrow T = 3,34s$$

El coeficiente de fuerza sísmica lateral C_1 es 0,6, y el coeficiente C_2 depende del valor del periodo natural que en nuestro caso es $T < 4,5$:

$$C_2 = \frac{0,75 \cdot S}{T}$$

Donde:

S = es el coeficiente de lugar. Para una localización donde las propiedades del terreno no son conocidas en detalle suficiente para determinar el tipo de contorno del terreno se permite tomar $S=1,5$. Se define en API 650 tabla E-3.

Por lo tanto el coeficiente C_2 será:

- Tanque de 5.000 m³:

$$C_2 = \frac{0,75 \cdot 1,5}{3,059} \Rightarrow C_2 = 0,368$$

- Tanque de 10.000 m³:

$$C_2 = \frac{0,75 \cdot 1,5}{3,34} \Rightarrow C_2 = 0,337$$

2.2.2.- Masa efectiva del contenido del tanque

Según API 650, la masa efectiva W_1 y W_2 se determina multiplicando el peso del contenido del tanque (W_T) por las relaciones W_1/W_T y W_2/W_T respectivamente, obtenido del gráfico que se presenta a continuación, para la relación D/H_c :

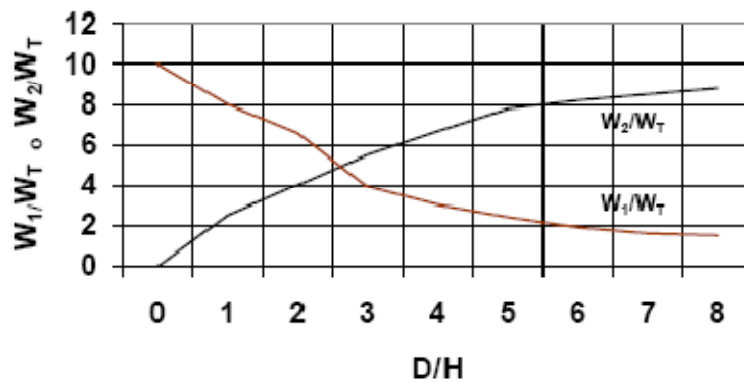


Ilustración 2: Gráfico que relaciona la proporción D/H con la masa efectiva

Para los tanques que nos ocupan en los que la relación entre D/H_c son 2,76 y 2,34 para los tanques de 5.000 y 10.000 m^3 respectivamente:

- Tanque de 5.000 m^3 :

$$\frac{W_1}{W_T} = 0,55 \Rightarrow W_1 = 0,55 \cdot W_T \Rightarrow W_1 = 0,55 \cdot 9200000$$

$$W_1 = 5060000kg$$

$$\frac{W_2}{W_T} = 0,45 \Rightarrow W_2 = 0,45 \cdot W_T \Rightarrow W_2 = 0,45 \cdot 9200000$$

$$W_2 = 2277000kg$$

- Tanque de 10.000 m^3 :

$$\frac{W_1}{W_T} = 0,5 \Rightarrow W_1 = 0,5 \cdot W_T \Rightarrow W_1 = 0,5 \cdot 18400000$$

$$W_1 = 9200000kg$$

$$\frac{W_2}{W_T} = 0,375 \Rightarrow W_2 = 0,375 \cdot W_T \Rightarrow W_2 = 0,375 \cdot 18400000$$

$$W_2 = 6900000kg$$

Las alturas desde el fondo del tanque a los centroides de las fuerzas sísmicas laterales aplicadas a W_1 y W_2 , X_1 y X_2 se determinan multiplicando H_c por las relaciones X_1/H_c y X_2/H_c , respectivamente, obtenida del siguiente gráfico:

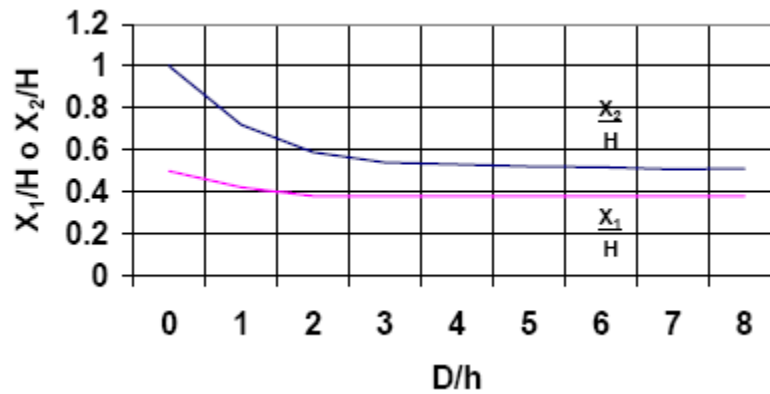


Ilustración 3: Gráfica que relaciona la proporción D/H con la altura al centroide

Luego, para nuestros tanques, las alturas serán:

- Tanque de 5.000 m³:

$$\frac{X_1}{H_c} = 0,39 \Rightarrow X_1 = 0,39 \cdot H_c \Rightarrow X_1 = 0,39 \cdot 9,42$$

$$X_1 = 3,67m$$

$$\frac{X_2}{H_c} = 0,55 \Rightarrow X_2 = 0,55 \cdot H_c \Rightarrow X_2 = 0,55 \cdot 9,42$$

$$X_2 = 5,18m$$

- Tanque de 10.000 m³:

$$\frac{X_1}{H_c} = 0,4 \Rightarrow X_1 = 0,4 \cdot H_c \Rightarrow X_1 = 0,4 \cdot 13,25$$

$$X_1 = 5,3m$$

$$\frac{X_2}{H_c} = 0,65 \Rightarrow X_2 = 0,65 \cdot H_c \Rightarrow X_2 = 0,65 \cdot 13,25$$

$$X_2 = 8,61m$$

2.2.3.- Centro de gravedad de la envoltente

Ahora pasamos a calcular el centro de gravedad de cada uno de los tanques:

- Tanque de 5.000 m³:

Virola	Nº chapas/virola	W _n (kg)	X _n (m)	W _n X _n (kg.m)
1	15	8.775,67	1	8.775,67
2	15	8.775,67	3	26.327,016
3	15	13.046,71	5	65.233,56
4	15	17.403,42	7	121.823,92
5	15	21.760,12	9	195.841,094
		69.761,59		418.001,26

Tabla 14: Datos para el cálculo del centro de gravedad del tanque de 5.000 m³

$$X_{env} = \frac{\sum W_n \cdot X_n}{\sum W_n} \Rightarrow X_{env} = \frac{418001,262}{69761,5948}$$

$$X_{env} = 5,99185359m$$

- Tanque de 10.000 m³:

Virola	Nº chapas/virola	W _n (kg)	X _n (m)	W _n X _n (kg.m)
1	18	10.530,81	1	10530,8064
2	18	11.914,061	3	35.742,18
3	18	17.946,42	5	89.732,11
4	18	23.978,78	7	167.851,47
5	18	30.011,14	9	270.100,28
6	18	36.043,50	11	396.478,52
7	18	42.075,86	13	546.986,21
		172.500,58		1.517.421,58

Tabla 15: Datos para el cálculo del centro de gravedad del tanque de 10.000 m³

$$X_{env} = \frac{\sum W_n \cdot X_n}{\sum W_n} \Rightarrow X_{env} = \frac{1517421,58}{172500,577}$$

$$X_{env} = 8,79661744m$$

2.2.4.- Momento de vuelco generado por la acción sísmica

Como ya tenemos todos los datos necesarios para el cálculo del momento de vuelco generado por las fuerzas sísmicas procedemos a calcularlo:

$$M_{Volcamiento} = Z \cdot I (C_1 \cdot W_{env} \cdot X_{env} + C_1 \cdot W_1 \cdot H_G + C_1 \cdot W_1 \cdot X_1 + C_2 \cdot W_2 \cdot X_2)$$

Tanque 5.000 m ³		Tanque 10.000 m ³	
Z	0,1	Z	0,1
I	1	I	1
C ₁	0,6	C ₁	0,6
C ₂	0,368	C ₂	0,337
W ₁ (kg)	5.060.000	W ₁ (kg)	9.200.000
W ₂ (kg)	2.277.000	W ₂ (kg)	6.900.000
W _{env} (kg)	69.761,6	W _{env} (kg)	172.500,6
X ₁ (m)	3,67	X ₁ (m)	5,3
X ₂ (m)	5,18	X ₂ (m)	8,61
X _{env} (m)	5,99	X _{env} (m)	8,80

Tabla 16: Datos para el cálculo del momento de volcamiento.

- Tanque de 5.000 m³:

$$M_{Volcamiento} = 6045454,627$$

- Tanque de 10.000 m³:

$$M_{Volcamiento} = 15860008,59$$

2.2.5.- Peso del contenido del tanque que se opone al vuelco

La resistencia al momento de vuelco respecto del fondo del tanque podrá ser proporcionado por el peso del cuerpo del tanque y mediante anclajes, y en el caso de que el tanque no cuente con anclajes se puede emplear el peso de la porción de líquido adyacente a la envolvente que se opone al vuelco.

Para tanques sin anclajes, la resistencia al momento de volcamiento de la envolvente depende del espesor de la plancha de fondo anular, que queda debajo de la primera virola, y que se levantaría de la cimentación en caso de volcado del casco; del límite elástico de dichas planchas; de la altura de diseño de líquido; y del peso específico de dicho líquido.

El peso del contenido del tanque que puede ser usado para resistir el momento de volcamiento del casco se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$W_L = 99 \cdot t_b \sqrt{S_{yb} \cdot G \cdot H_C}$$

Donde:

W_L = Peso de la lámina adyacente a la envolvente que se opone al vuelco

t_b = espesor de la chapa del fondo

S_{yb} = Limite elástico de las chapas del fondo

G = gravedad específica del líquido a almacenar

H_c = Altura de cálculo

En el caso que nos ocupa:

- Tanque de 5.000 m³:

$$W_L = 99 \cdot 11,04 \cdot \sqrt{205 \cdot 1,84 \cdot 9,42} \Rightarrow W_L = 65150,17 N / m = 6641,19569 kp / m$$

- Tanque de 10.000 m³:

$$W_L = 99 \cdot 13,19 \cdot \sqrt{205 \cdot 1,84 \cdot 13,25} \Rightarrow W_L = 92315,32 N / m = 9410,32 kp / m$$

El peso W_L no debe superar el valor 196GHD:

$$W_L \leq 196GHD = 272469 N / m$$

2.2.6.- Esfuerzo sobre las paredes de la envolvente

La inestabilidad estructural del tanque viene dada por la relación:

$$\frac{M_{Volcamiento}}{D^2 (W_T + W_L)}$$

En caso de que esta relación sea mayor que 1,57 el tanque es estructuralmente inestable y hay que tomar una de las siguientes medidas:

- Incrementar el espesor de la plancha del fondo bajo el casco, t_b , para incrementar W_L , pero considerando que $W_L < 196$ GHD y que el espesor sea menor que la primera virola.
- Incrementar el espesor de la envolvente.
- Cambiar las proporciones del tanque para incrementar el diámetro y reducir la altura.
- Sujetar el tanque de acuerdo con API E.6

Para nuestros tanques se cumple que:

- Tanque de 5.000 m³:

$$\frac{6045454,627}{26^2 \left(\frac{69761,59}{\pi \cdot 26} + 6641,19569 \right)} = 1,19$$

- Tanque de 10.000 m³:

$$\frac{15860008,59}{31^2 \left(\frac{172500,58}{\pi \cdot 31} + 9410,32 \right)} = 1,48$$

2.3.- Resistencia del terreno

Del resultado del estudio geotécnico se deduce una resistencia del terreno de 3 kg/cm². Para ambos tanques adoptaremos losa de hormigón H-200 en forma de disco con una anchura de 1,52 m y un radio cuyo valor vendrá dado por el resultado de añadirle 0,5 m al radio del tanque. De manera que podemos saber el volumen de hormigón y, con su densidad ($\rho_{\text{hormigón}} = 2500 \text{ kg/m}^3$), el peso de la losa:

- Tanque de 5.000 m³:

$$R = 13 + 0,5 \Rightarrow R = 13,5m$$

$$A = \pi \cdot R^2 \Rightarrow A = \pi \cdot 13,5^2 \Rightarrow A = 572,56m^2$$

$$M_{\text{hormigon}} = \rho_{\text{hormigón}} \cdot A \cdot l \Rightarrow M_{\text{hormigon}} = 2500 \cdot 572,56 \cdot 1,52 \Rightarrow M_{\text{hormigon}} = 2175709,99kg$$

- Tanque de 10.000 m³:

$$R = 15,5 + 0,5 \Rightarrow R = 16m$$

$$A_{\text{losa}} = \pi \cdot R^2 \Rightarrow A_{\text{losa}} = \pi \cdot 16^2 \Rightarrow A_{\text{losa}} = 804,25m^2$$

$$M_{\text{hormigon}} = \rho_{\text{hormigón}} \cdot A_{\text{losa}} \cdot l \Rightarrow M_{\text{hormigon}} = 2500 \cdot 804,25 \cdot 1,52 \Rightarrow M_{\text{hormigon}} = 3056141,3kg$$

Ya sabemos el peso del conjunto formado por el tanque y su cimentación, solo faltaría comprobar si el terreno ($\sigma_{\text{terreno}} = 3 \text{ kg/cm}^2$) soporta el peso:

- Tanque de 5.000 m³:

$$\sigma = \frac{M_{\text{conjunto}}}{A_{\text{losa}}} \Rightarrow \sigma = \frac{12065871,43}{5725553}$$

$$\sigma = 2,11kg / cm^2$$

- Tanque de 10.000 m³:

$$\sigma = \frac{M_{conjunto}}{A_{losa}} \Rightarrow \sigma = \frac{22412798,33}{8042477,19}$$

$$\sigma = 2,79 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

De forma que queda demostrada la resistencia del terreno para ambos tanques.

3.- CUBETO DE RETENCIÓN

3.1.- Calculo justificativo de la altura de los muros

La capacidad mínima del cubeto de retención viene indicada en la ITC MIE APQ-006. Que dice: el interior del cubeto se dispondrá de forma que exista un desnivel del 1% hacia el pozo de drenaje, para evacuar el agua de lluvia, nunca de forma directa, sino mediante un dispositivo que impida el vertido de ácido sulfúrico.

Además, el suelo y las paredes interiores del cubeto se recubrirán con un revestimiento especial antiácido.

Cuando el cubeto contiene dos o más recipientes, su capacidad se mide considerando que no existe el recipiente mayor, pero si los demás, descontando el volumen total del cubeto vacío del volumen de la parte de cada recipiente que quedaría sumergido bajo el nivel del líquido, excepto el del mayor.

Según todo esto:

$$V = V_{\text{tan que } 10000} + V_{\text{sumergido tan que } 5000} \Rightarrow V = 1068221 + \pi \cdot 13^2 \cdot h$$

Si nosotros fijamos las dimensiones del cubeto salvo la altura, estableciendo que el cubeto es rectangular con lados de 50 y 100 m, se podría decir que el volumen es también:

$$V = \text{lado}_1 \cdot \text{lado}_2 \cdot h \Rightarrow V = 100 \cdot 50 \cdot h$$

De forma que comparando ambas expresiones, obtenemos una altura de:

$$10682,21 + \pi \cdot 13^2 \cdot h = 100 \cdot 50 \cdot h \Rightarrow h = 2,39 \text{ m}$$

Así tendremos un volumen del cubeto de 11.950 m³ con una altura de pared de 2,39 m.

4.- SISTEMA DE CARGA Y DESCARGA

4.1.- Dimensionado de las tuberías

Se fijaran una serie de valores a la hora de realizar los cálculos necesarios en el diseño de tuberías. Todas estas características del sistema viene recogidas en la siguiente tabla y vienen exigidas por el proceso de llenado de los camiones cisterna:

Caudal requerido (m ³ /h)	41,67
Caudal máximo (m ³ /h)	50
Velocidad máxima del líquido (m/s)	2
Densidad del líquido (kg/m ³)	1.840

Tabla 17: Datos de partida para el dimensionado de tuberías.

La sección de tubería requerida será:

$$A = \frac{Q_{\max}}{v_L}$$

Donde:

Q_{\max} = Caudal máximo (m³/s)

v_L = Velocidad máxima del líquido (m/s)

Para nuestros tanques tendremos unas secciones de:

$$A = \frac{0,01388}{2} \Rightarrow A = 6,94 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

De forma que el diámetro nominal de las tuberías será:

$$D_{\text{Nominal}} = \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}} \Rightarrow D_{\text{Nominal}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 6,94 \times 10^{-3}}{\pi}}$$

$$D_{\text{Nominal}} = 94,032 \text{ mm} = 3,7''$$

Por exceso se selecciona una tubería según el código ASA de diámetro nominal 4'' ($D_{\text{ext}} = 114,3 \text{ mm}$).

Conocido el diámetro nominal de la tubería se procede a calcular el espesor mínimo requerido de las mismas. El espesor mínimo de los tubos sometidos a presión interna viene dado por la fórmula dada a continuación, extraída del código ASA B.31:

$$t = \frac{P \cdot D}{2 \cdot (S \cdot E + P \cdot \gamma)}$$

Donde:

- t = Espesor mínimo requerido
- P = Presión de cálculo
- D = Diámetro exterior de la tubería
- S = Tensión admisible a la temperatura de cálculo
- E = coeficiente de unión
- γ = Coeficiente dependiente del acero y la temperatura

En nuestro caso:

$$t = \frac{1,033 \cdot 11,43}{2 \cdot (632,7 \cdot 0,6 + 1,033 \cdot 0,4)} \Rightarrow t = 0,1553mm$$

Para emplear tubos tipo Schedule, el espesor, se debe aumentar en un 12,5% para tener en cuenta las irregularidades de fabricación. Luego el espesor adoptado será de:

$$t_{adoptado} = 1,125 \cdot t \Rightarrow t_{adoptado} = 1,125 \cdot 0,1553$$

$$t_{adoptado} = 0,1748mm$$

Se selecciona una tubería DN 4 Sch10 (diámetro nominal 4" y Schedule 10) que implica un espesor de 3,04 mm. De manera que se supera al espesor mínimo requerido.

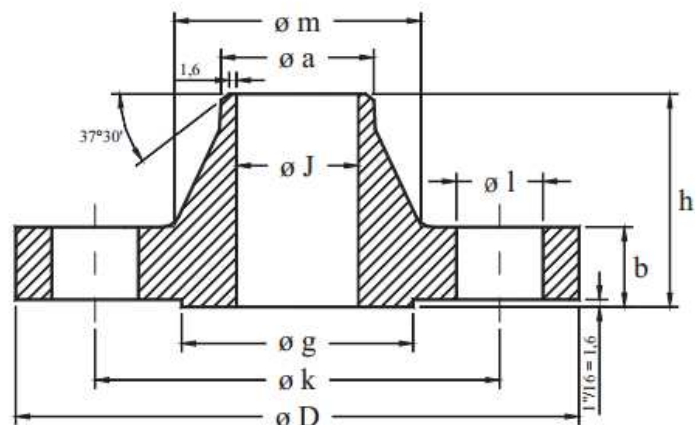
4.2.- Bridas, válvulas y accesorios.

Para el diseño de las bridas, se ha de tener en cuenta las condiciones de servicio y los materiales a emplear. Las dimensiones están normalizadas, según la presión y la temperatura. Dado que nuestras condiciones no son muy severas, basta con emplear bridas cuyo presión primaria de servicio (rating de presión) sea mínima. Se clasifican según la forma de unión con la tubería tal y como se detalla en la memoria descriptiva.

Se ha seleccionado una brida de tipo Welding Neck por su facilidad de montaje fundamentalmente ya que tan solo es preciso un único cordón de soldadura.

El tipo de cara adoptada es la raised face (con resalte) dado que se puede emplear para temperaturas medias-bajas, utilizando como junta la de caucho forrado de amianto con soporte o revestimiento metálico.

De forma que las características de la brida son las que vienen recogidas en la siguiente tabla:



Denominación		WN/RF/4/150
Brida	Diámetro exterior (A) mm (inch)	228 (9)
	Espesor (b) mm (inch)	23,8 (15/16)
	Diámetro interior (J) mm (inch)	102,4 (4,03)
	Altura total (h) mm (inch)	76,2 (3)
Cuello	Diámetro base (m) mm (inch)	134,9 (55/16)
	Diámetro tubuladura (a) mm (inch)	114,3 (4,5)
Diámetro exterior del resalte mm (inch)		157,2 (6 3/16)
Taladros	Número	8
	Diámetro (l) mm (inch)	19,05 (¾)
	Radio al eje (k) mm (inch)	95,25 (3 ¾)
Peso aproximado Kg (pounds)		7,5 (16,6)

Tabla 18: Características de las bridas a instalar

4.3.- Pérdida de carga en tuberías y accesorios

Para calcular la caída de presión por metro lineal de tubería se emplea la ecuación de Darcy:

$$h_f = \phi \cdot \frac{L}{D_{\text{int}}} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

Donde:

h_f = Pérdida de carga (kg/m²)
 Φ = Coeficiente de fricción de Fanning
 L = longitud total equivalente (m)
 V = velocidad del fluido (m/s)
 g = aceleración de la gravedad (m/s²)
 D_{int} = Diámetro interno de la tubería (m)

La longitud total equivalente (L) se obtiene sumándole a la longitud lineal de la tubería ($L_{\text{tubería}}$), la longitud equivalente ($L_{\text{equivalente}}$) debida a los accesorios utilizados

$$L = L_{\text{tubería}} + L_{\text{equivalente}}$$

La longitud equivalente depende como bien hemos dicho de los accesorios y cada uno contribuye según muestra la tabla que se muestra a continuación:

Accesorio	Cantidad	$L_{\text{equivalente unitaria}}$	$L_{\text{equivalente}}$
Codos de 90º	2	4	8
Válvulas de compuerta	2	32	64
Válvulas de retención	2	12	24
Válvulas de seguridad	1	60	60
T de paso recto	1	12	12
Longitud lineal de la tubería			95,15
Longitud equivalente total (m)			263,15

Tabla 19: Longitud equivalente de los accesorios

4.3.1.- Coeficiente de fricción de Fanning

El coeficiente de fricción de Fanning se obtiene gráficamente y las variables de entrada son el número de Reynolds y la rugosidad relativa.

La expresión para el cálculo del número de Reynolds es:

$$Re = \frac{D_{\text{int}} \cdot \rho \cdot V}{\mu}$$

Donde:

D_{int} = diámetro interior de la tubería (m)

ρ = Densidad del fluido (kg/m^3)

V = Velocidad del fluido (m/s)

μ = Viscosidad del fluido (kg/m.s)

Necesitamos calcular la velocidad de flujo del fluido y sabemos que el caudal es proporcional a la velocidad y que la constante de proporcionalidad es la sección de la tubería:

$$\left. \begin{aligned} S_{\text{tubería}} &= \frac{\pi \cdot D_{\text{int}}^2}{4} \\ D_{\text{int}} &= D_{\text{ext}} - 2 \cdot t \Rightarrow D_{\text{int}} = 114,3 - 2 \cdot 3,04 \end{aligned} \right\} S_{\text{tubería}} = \frac{\pi \cdot 0,10822^2}{4} \Rightarrow S_{\text{tubería}} = 9,2 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$V = \frac{Q}{S_{\text{tubería}}} \Rightarrow V = \frac{0,01388}{9,2 \times 10^{-3}} \Rightarrow V = 1,51 \text{ m/s}$$

Luego el valor del número de Reynolds es:

$$Re = \frac{0,10822 \cdot 1840 \cdot 1,51}{25 \times 10^{-3}} \Rightarrow Re = 11757,76$$

Finalmente calculamos la rugosidad relativa que según la ecuación de Hagen-Poiseuille es el cociente entre la rugosidad y el diámetro. La rugosidad que presenta la tubería de acero que empleamos en el transporte del ácido es de 0,0005 m, luego:

$$\frac{e}{D_i} = \frac{0,0005}{0,10822} \Rightarrow \frac{e}{D_i} = 0,0031$$

Con esto recurrimos al diagrama de Moody y obtenemos un coeficiente de 0.033.

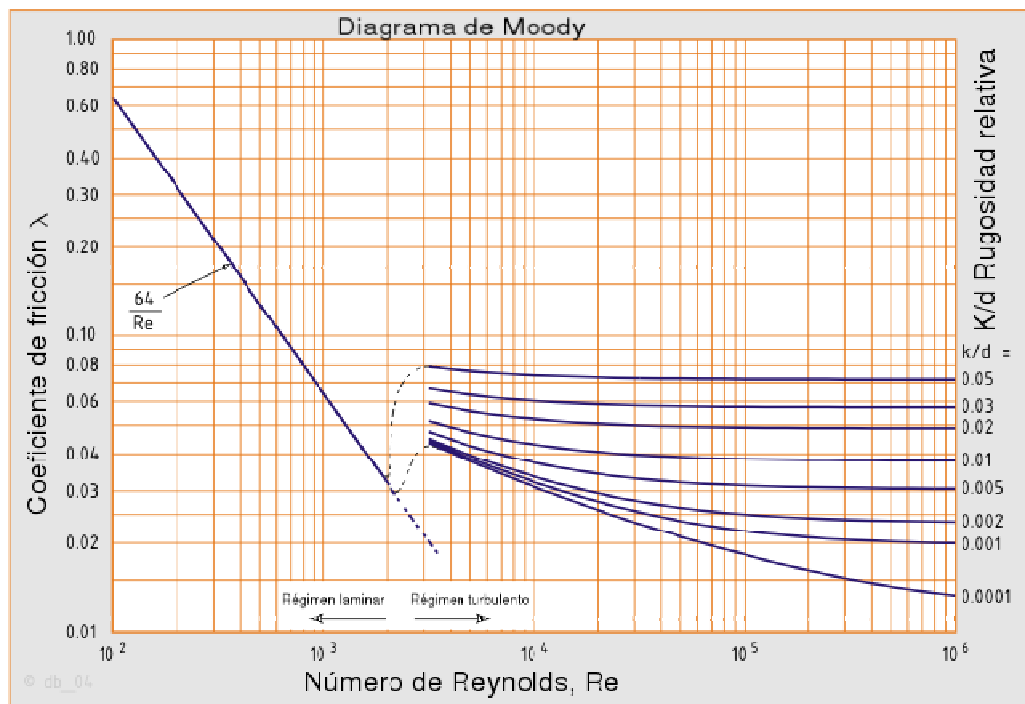


Ilustración 4: Diagrama de Moody

Una vez obtenidas todas las variables necesarias, la pérdida de carga será:

$$h_f = 0,033 \cdot \frac{263,15}{0,10822} \cdot \frac{1,51^2}{2 \cdot 9,81} \Rightarrow h_f = 9,33m$$

4.4.- Selección de las bombas

Para calcular la potencia de la bomba principal, la que se encargará de llevar el ácido desde la zona de carga a los tanques de almacenamiento, necesitamos saber la caída de presión que viene dada por la siguiente expresión:

$$\Delta P = h_f \cdot \rho$$

Donde:

ρ = Densidad del fluido (kg/m^3)

h_f = Pérdida de carga (m)

La presión a transmitir será de:

$$\Delta P = 9,33 \cdot 1800 \Rightarrow \Delta P = 16785,61 \text{ kg} / \text{m}^2$$

Con todo esto podemos calcular la potencia necesaria de la bomba que resultará de la expresión:

$$P_{hidráulica} = g \cdot Q \cdot \Delta P \Rightarrow P_{hidráulica} = 9,81 \cdot 0,01388 \cdot 16785,6124$$

$$P_{hidráulica} = 2285,58W$$

Suponemos que el rendimiento es del 60% por lo que la potencia consumida será:

$$P_{eléctrica} = \frac{P_{hidráulica}}{\eta} \Rightarrow P_{eléctrica} = \frac{2285,58}{0,6}$$

$$P_{eléctrica} = 3809,29W$$

Por regla general, se suele instalar bombas teniendo en cuenta la reserva para las posibles sobrecargas, por lo que se precisa de algo más de potencia de la consumida. Para ello se multiplica el valor de la potencia consumida por un coeficiente (β), que se encuentra tabulado, de reserva que dependerá de la magnitud de la potencia necesaria. En este caso, dicho factor será de 1,1. De forma que la potencia instalada será:

$$P_{mayorada} = P_{eléctrica} \cdot \beta \Rightarrow P_{mayorada} = 3809,29 \cdot 1,1$$

$$P_{mayorada} = 4190,22W$$

Finalmente, la bomba a adoptar ha de ser mayor debido a que debe suministrar la altura necesaria para superar la presión hidráulica del tanque debida a la altura geométrica del líquido que contiene. De manera que la potencia normalizada a instalar será de:

$$P_{normalizada} = 7,5kW$$

4.5.- Dimensionado de los venteos

Los venteos se dimensionarán de acuerdo con el caudal máximo de entrada o salida de los tanques. Además como mínimo nunca menor de 35 mm de diámetro interior.

Se instalarán dos venteos por tanque, por si se obstruyese alguno de forma accidental.

De forma que el diámetro interior de los venteos serán 114,3 mm, y serán de forma que el efecto de la lluvia no afecte al producto almacenado

5.- SISTEMA DE RECUPERACIÓN DE DERRAMES

5.1.- Dimensionado de las tuberías

Los derrames serán recogidos en una arqueta de 1x1x0,7 m en la que se colocará una bomba que conducirá el ácido derramado de regreso a los tanques con una velocidad de 1,5 m/s, procedimiento más claro y directo para la eliminación de un derrame.

El caudal de bombeo se calculará en función a los siguientes datos:

Volumen máximo del cubeto (m ³)	11.950
Densidad del ácido sulfúrico (kg/m ³)	1.840
Grado histórico de llenado	20%
Grado de llenado máximo (Tm/m ³)	1
Tiempo máximo de recuperación (h)	48

De forma que el caudal de bombeo requerido será:

$$Q_{\max} = \frac{11950 \cdot 1 \cdot 0,2}{1,84 \cdot 48} \Rightarrow Q_{\max} = 27,061 m^3 / h$$

Así pues adoptaremos un caudal de 28 m³/h. Y ya podemos calcular las dimensiones de las tuberías:

$$A = \frac{Q_{\max}}{v_L} \Rightarrow A = \frac{0,01388}{2} \Rightarrow A = 5,19 \times 10^{-3} m^2$$

$$D_{No\ min\ al} = \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}} \Rightarrow D_{No\ min\ al} = \sqrt{\frac{4 \cdot 5,19 \times 10^{-3}}{\pi}} \Rightarrow D_{No\ min\ al} = 81,25 mm = 3,2''$$

Por exceso se selecciona una tubería según el código ASA de diámetro nominal 4'' (D_{ext}= 114,3 mm). Ahora calculamos el espesor, lo mayoramos por las irregularidades de fabricación y seleccionamos el Schedule:

$$t = \frac{P \cdot D}{2 \cdot (S \cdot E + P \cdot \gamma)} \Rightarrow t = \frac{1,033 \cdot 11,43}{2 \cdot (632,7 \cdot 0,6 + 1,033 \cdot 0,4)} \Rightarrow t = 0,155 mm$$

$$t_{adoptado} = 1,125 \cdot t \Rightarrow t_{adoptado} = 1,125 \cdot 0,155 \Rightarrow t_{adoptado} = 0,175 m$$

Se selecciona una tubería DN4 Sch10 (diámetro nominal 4'' y Schedule 10) que implica un espesor de 3,04 mm. De manera que se supera al espesor mínimo requerido.

5.2.- Pérdidas de carga en tuberías y accesorios

Como ya hicieramos en el sistema de carga y descarga, recurrimos a la ecuación de Darcy pero antes debemos calcular la longitud total equivalente y el coeficiente de fricción de Fanning:

- Longitud total equivalente:

Accesrio	Cantidad	Lequivalente unitaria	Lequivalente
Codos de 90º	6	4	24
Válvulas de compuerta	1	32	32
Válvulas de retención	1	12	12
Longitud lineal de tubería			112
Longitud equivalente total (m)			180

Tabla 20: Longitud equivalente en derrames

- Coeficiente de fricción de Fanning: Para ello precisamos de número de Reynolds y la rugosidad relativa.
 - Número de Reynolds:

$$S_{tuberia} = \frac{\pi \cdot 0,10822^2}{4} \Rightarrow S_{tuberia} = 0,0092m$$

$$V = \frac{Q}{S_{tuberia}} \Rightarrow V = \frac{7,78 \times 10^{-3}}{0,0092} \Rightarrow V = 0,85 m/s$$

$$Re = \frac{D_i \cdot \rho \cdot V}{\mu} \Rightarrow Re = \frac{0,10822 \cdot 1840 \cdot 0,85}{25 \times 10^{-3}} \Rightarrow Re = 6733,69$$

- Rugosidad relativa:

$$\frac{e}{D_i} = \frac{0,0005}{0,10822} \Rightarrow \frac{e}{D_i} = 0,0046$$

Con esto obtenemos el coeficiente de fricción de Fanning a partir del diagrama de Moody resultando ser de 0,041.

Una vez obtenidas todas las variables necesarias podemos pasar a calcular la pérdida de carga con la ecuación de Darcy:

$$h_f = 0,041 \cdot \frac{180}{0,10822} \cdot \frac{0,85^2}{2 \cdot 9,81} \Rightarrow h_f = 2,51m$$

5.3.- Selección de las bombas

La presión a transmitir será de:

$$\Delta P = h_f \cdot \rho \Rightarrow \Delta P = 2,51 \cdot 1840 \Rightarrow \Delta P = 4618,4 \text{ kg} / \text{m}^2$$

Con todo esto podemos calcular la potencia necesaria de la bomba y sabiendo que el rendimiento es del 60% por lo que la potencia consumida resultará de la expresión:

$$P_{\text{electrica}} = \frac{g \cdot Q \cdot \Delta P}{\eta} \Rightarrow P_{\text{electrica}} = \frac{9,81 \cdot 7,78 \times 10^{-3} \cdot 4618,4}{0,6}$$

$$P_{\text{electrica}} = 587,47 \text{ W}$$

Mayorándola con el coeficiente β la potencia instalada será:

$$P_{\text{mayorada}} = W_{\text{electrica}} \cdot \beta \Rightarrow P_{\text{mayorada}} = 587,47 \cdot 1,1$$

$$P_{\text{mayorada}} = 646,22 \text{ W}$$

Finalmente, la bomba a adoptar ha de ser mayor debido a que debe ha de estar normalizada:

$$P_{\text{Normalizada}} = 1,1 \text{ kW}$$

6.- SISTEMA DE BOMBEO DE AGUAS PLUVIALES

6.1.- Dimensionado de las tuberías

La arqueta de recogida de las aguas pluviales tiene unas dimensiones de 1,5x4x5 m, lo que hace un volumen de 30 m³ de capacidad. Si suponemos que el tiempo de evacuación es de una hora aproximadamente, se necesitará una bomba que desplace un caudal de 30 m³/h. Por su parte la velocidad del agua se estima en 1,5 m/s. De forma que las dimensiones de las tuberías serán:

$$A = \frac{Q_{\text{max}}}{v_L} \Rightarrow A = \frac{8,33 \times 10^{-3}}{1,5} \Rightarrow A = 5,55 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$D_{\text{No min al}} = \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}} \Rightarrow D_{\text{No min al}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 5,55 \times 10^{-3}}{\pi}} \Rightarrow D_{\text{No min al}} = 84,1 \text{ mm} = 3,3''$$

Por exceso se selecciona una tubería según el código ASA de diámetro nominal 4" ($D_{ext} = 114,3$ mm). Ahora calculamos el espesor, lo mayoramos por las irregularidades de fabricación y seleccionamos el Schedule:

$$t = \frac{P \cdot D}{2 \cdot (S \cdot E + P \cdot \gamma)} \Rightarrow t = \frac{1,033 \cdot 11,43}{2 \cdot (632,7 \cdot 0,6 + 1,033 \cdot 0,4)} \Rightarrow t = 0,155 \text{ mm}$$

$$t_{adoptado} = 1,125 \cdot t \Rightarrow t_{adoptado} = 1,125 \cdot 0,155 \Rightarrow t_{adoptado} = 0,175 \text{ m}$$

Se selecciona una tubería DN4 Sch10 (diámetro nominal 4" y Schedule 10) que implica un espesor de 3,04 mm. De manera que se supera al espesor mínimo requerido.

6.2.- Pérdidas de carga en tuberías y accesorios

Como ya hiciéramos en el sistema de carga y descarga, recurrimos a la ecuación de Darcy pero antes debemos calcular la longitud total equivalente y el coeficiente de fricción de Fanning:

- Longitud total equivalente:

Accesrio	Cantidad	Lequivalente unitaria	Lequivalente
Codos de 90º	2	4	8
Válvulas de compuerta	1	32	32
Válvulas de retención	1	12	12
Longitud lineal de tubería			97
Longitud equivalente total (m)			149

Tabla 21: Longitudes equivalentes para aguas pluviales

- Coeficiente de fricción de Fanning: Para ello precisamos de número de Reynolds y la rugosidad relativa.
 - Número de Reynolds:

$$S_{tuberia} = \frac{\pi \cdot 0,10822^2}{4} \Rightarrow S_{tuberia} = 0,0092 \text{ m}$$

$$V = \frac{Q}{S_{tuberia}} \Rightarrow V = \frac{7,78 \times 10^{-3}}{0,0092} \Rightarrow V = 0,85 \text{ m/s}$$

$$Re = \frac{D_i \cdot \rho \cdot V}{\mu} \Rightarrow Re = \frac{0,10822 \cdot 1840 \cdot 0,85}{25 \times 10^{-3}} \Rightarrow Re = 6733,69$$

- Rugosidad relativa:

$$\frac{e}{D_i} = \frac{0,0005}{0,10822} \Rightarrow \frac{e}{D_i} = 0,0046$$

Con esto obtenemos el coeficiente de fricción de Fanning a partir del diagrama de Moody resultando ser de 0,041.

Una vez obtenidas todas las variables necesarias podemos pasar a calcular la pérdida de carga con la ecuación de Darcy:

$$h_f = 0,041 \cdot \frac{149}{0,10822} \cdot \frac{0,85^2}{2 \cdot 9,81} \Rightarrow h_f = 2,07m$$

6.3.- Selección de las bombas

La presión a transmitir será de:

$$\Delta P = h_f \cdot \rho \Rightarrow \Delta P = 2,07 \cdot 1840 \Rightarrow \Delta P = 3824,89kg / m^2$$

Con todo esto podemos calcular la potencia necesaria de la bomba y sabiendo que el rendimiento es del 60% por lo que la potencia consumida resultará de la expresión:

$$P_{electrica} = \frac{g \cdot Q \cdot \Delta P}{\eta} \Rightarrow P_{electrica} = \frac{9,81 \cdot 7,78 \times 10^{-3} \cdot 3824,89}{0,6}$$

$$P_{electrica} = 486,54W$$

Mayorándola con el coeficiente β la potencia instalada será:

$$P_{mayorada} = P_{electrica} \cdot \beta \Rightarrow P_{mayorada} = 486,54 \cdot 1,1$$

$$P_{mayorada} = 535,19W$$

Finalmente, la bomba a adoptar ha de ser mayor debido a que debe ser estándar:

$$P_{Normalizada} = 1,1kW$$

7.- SISTEMA CONTRAINCENDIOS Y DE PROTECCIÓN

Principalmente, el sistema contraincendios estará basado en el uso de agentes espumógenos (dada la agresividad química entre el agua y el ácido sulfúrico) para el caso de derrame, y de un sistema de inspección del estado de la instalación de forma periódica.

7.1.- Sistema de protección por espuma

Se instalará un sistema de protección por espuma que forme una gruesa capa de espuma sobre todo el cubeto, aislando el ácido sulfúrico de los agentes atmosféricos.

Se utilizará un depósito de espumógeno que garantice el consumo y reposición de espuma durante las primeras 48 horas de la fuga. Su uso debe quedar garantizado durante varios días.

7.2.- Sistema de detección de fugas

Los tanques contarán con un detector de fuga o derrame. La detección será señalizada localmente y en la sala de control. El rango de concentración media a detectar es de 500 a 1000 ppm aproximadamente.

8.- SISTEMA DE ELECTRIFICACIÓN

En la zona a iluminar se exigirá un nivel de 50 lux, suficientes para una instalación de este tipo. La zona a iluminar será la situada en el interior del cubeto de retención de forma que la superficie a iluminar será:

$$S = 50 \cdot 100 \Rightarrow S = 5000m^2$$

El proyector seleccionado tendrá una potencia activa de 400 W y 30000 lúmenes (220 V). Para calcular el número de lámparas necesarias empleamos la expresión:

$$N = \frac{E \cdot S}{BL \cdot CBU \cdot f}$$

Donde:

- E = Iluminancia (lux)
- S = Superficie de la zona a iluminar (m²)
- BL = Lúmenes del haz
- CBU = Coeficiente de uso del haz (70%)
- f = Factor de mantenimiento (60%)

Luego el número de lámparas resultará:

$$N = \frac{50 \cdot 5000}{30000 \cdot 0,7 \cdot 0,6} \Rightarrow N = 19,84 \text{ lámparas}$$

Así pues instalaremos 20 lámparas montadas en 10 postes troncocónicos (2 lámparas por poste) de 12 m de altura, de acero galvanizado, con un espesor de 3 mm, equidistantes y a lo largo de todo el perímetro del cubeto.

La potencia necesaria será la potencia activa del proyector por el número de lámparas:

$$P = N \cdot P_{\text{activa}} \Rightarrow P = 20 \cdot 400 \Rightarrow P = 8000W$$

Según el Reglamento Electrotécnico de Baja Tensión, Instrucción Técnica complementaria 09 artículo 3, las líneas de alimentación a puntos de luz con lámparas o tubos de descarga estarán previstas para transportar la carga debida a los propios receptores, a sus elementos asociados, a sus corrientes armónicas, de arranque y desequilibrio de fases. Como consecuencia, la potencia aparente mínima en VA, se considerará 1,8 veces la potencia en vatios de las lámparas o tubos de descarga.

Además de lo indicado, el factor de potencia de cada punto de luz deberá corregirse hasta un valor mayor o igual a 0,90.

Así la potencia activa total del sistema de alumbrado será:

$$P_{\text{alumbrado}} = 1,8 \cdot 0,9 \cdot P \Rightarrow P_{\text{alumbrado}} = 1,8 \cdot 0,9 \cdot 8000$$

$$P_{\text{alumbrado}} = 12960W$$

Según el Reglamento Electrotécnico de Baja Tensión, Instrucción Técnica complementaria 46 artículo 3.2, los conductores de conexión que alimentan a varios motores deben estar dimensionados para una intensidad no inferior a la suma del 125% de la intensidad a plena carga del:

$$P_{\text{motor}} = 1,25 \cdot P_{\text{Normalizada}}$$

- Bomba de carga y descarga:

$$P_{\text{carga / descarga}} = 1,25 \cdot 7,5 \Rightarrow P_{\text{carga / descarga}} = 9,375kW$$

- Bomba de recuperación de derrames:

$$P_{\text{derrames}} = 1,25 \cdot 1,1 \Rightarrow P_{\text{derrames}} = 1,375kW$$

- Bomba de evacuación de aguas pluviales:

$$P_{\text{pluviales}} = 1,25 \cdot 1,1 \Rightarrow P_{\text{pluviales}} = 1,375kW$$

8.1.- Dimensionado del cableado

8.1.1.- Sistema de iluminación

Se distinguirá entre la línea general, desde el cuadro general de fábrica a la arqueta y el cableado de cada poste individual.

La sección mínima en función de la potencia monofásica es:

$$S = \frac{2 \cdot P \cdot l}{V \cdot \Delta V} \cdot \rho$$

Donde:

P = Potencia activa (W)

l = Longitud de la línea (m)

ρ = Resistividad del cobre ($\Omega \cdot m$)

V = Tensión de alimentación (V)

ΔV = Caída máxima de tensión admisible (3% de V en iluminación y 5% en el resto)

De forma que la sección mínima del cable será:

- Línea general:

$$S = \frac{2 \cdot 12960 \cdot 350}{220 \cdot 0,03 \times 220} \cdot 1,7 \times 10^{-8} \Rightarrow S = 106,21 mm^2$$

Se selecciona un cable unipolar aislado con PVC, contenido en tubo o en conducto, de 120 mm² de sección nominal, cuya intensidad máxima admisible es de 206 amperios

- Postes:

$$S = \frac{2 \cdot 1296 \cdot 175}{220 \cdot 0,03 \times 220} \cdot 1,7 \times 10^{-8} \Rightarrow S = 5,31 mm^2$$

Se selecciona un cable unipolar aislado con PVC, contenido en tubo o en conducto, de 6 mm² de sección nominal, cuya intensidad máxima admisible es de 40 amperios

8.1.2.- Bombas

Se empleará el mismo método que para alumbrado pero teniendo en cuenta que en este caso se trata de trifásico, luego la expresión a emplear es:

$$S = \frac{3 \cdot P \cdot l}{V \cdot \Delta V} \cdot \rho$$

Como las bombas destinadas a la recogida de derrames y la pluvial son de la misma potencia, la sección de sus cableados serán las mismas. Así, las secciones mínimas requeridas son:

- Bomba de carga y descarga:

$$S = \frac{3 \cdot 9375 \cdot 250}{380 \cdot 0,05 \cdot 380} \cdot 1,7 \times 10^{-8} \Rightarrow S = 16,6 \text{ mm}^2$$

Se seleccionan tres cables unipolares aislados con PVC, contenido en tubo o en conducto, de 25 mm² de sección nominal, cuya intensidad máxima admisible es de 89,6 amperios

- Bombas de recogida de derrames y de pluviales:

$$S = \frac{3 \cdot 1375 \cdot 250}{380 \cdot 0,05 \cdot 380} \cdot 1,7 \times 10^{-8} \Rightarrow S = 2,38 \text{ mm}^2$$

Se seleccionan tres cables unipolares aislados con PVC, contenido en tubo o en conducto, de 2,5 mm² de sección nominal, cuya intensidad máxima admisible es de 21 amperios

8.2.- Cuadro General

En este apartado se calcularán las intensidades que circulan por cada circuito:

- Alumbrado:

$$P = V \cdot I \cdot \cos \varphi$$

- Línea general:

$$I = \frac{P}{V \cdot \cos \varphi} \Rightarrow I = \frac{12960}{220 \cdot 0,85} \Rightarrow I = 69,3 \text{ A}$$

- Postes:

$$I = \frac{P}{V \cdot \cos \varphi} \Rightarrow I = \frac{1296}{220 \cdot 0,85} \Rightarrow I = 6,93A$$

- Bombas:

$$P = \sqrt{3} \cdot V \cdot I \cdot \cos \varphi$$

- Carga y descarga:

$$I = \frac{P}{\sqrt{3} \cdot V \cdot \cos \varphi} \Rightarrow I = \frac{9375}{\sqrt{3} \cdot 380 \cdot 0,85} \Rightarrow I = 16,75A$$

- Recogida de derrames y pluviales:

$$I = \frac{P}{\sqrt{3} \cdot V \cdot \cos \varphi} \Rightarrow I = \frac{1375}{\sqrt{3} \cdot 380 \cdot 0,85} \Rightarrow I = 2,46A$$

8.3.- Puesta a tierra

Según la ITC 18 del REBT en su artículo 3, se usarán como electrodos, picas de acero recubiertas de cobre de 25 mm de diámetro enterradas verticalmente.

La resistencia a tierra será tal que en cualquier momento no pueda dar lugar a tensiones de contacto superiores a 50 V.

Para una pica vertical, la forma de determinar la resistencia a tierra sigue la expresión:

$$R = \frac{P}{L}$$

Donde:

R = Resistencia a tierra (Ω)

P = Resistividad del terreno ($\Omega.m$)

L = Longitud de la pica

Tomando picas de 2,5 m y teniendo en cuenta que consideramos el terreno como suelo de margas y arcillas compactas con resistividad entre 100 y 200 $\Omega.m$, la resistencia a tierra de la pica es:

$$R = \frac{150}{2,5} \Rightarrow R = 60\Omega$$

La conexión de la pica a la esfera se efectuará mediante conductores de 16 mm², según recoge la citada norma