Financiado por la Unión Europea
NextGenerationEU

GOBIERNO DE ESPAÑA
MINISTERIO DE AGRICULTURA, PESCA Y ALIMENTACIÓN

SOCIEDAD MERCANTIL ESTATAL DE INFRAESTRUCTURAS AGRARIAS
seiasa

COMUNIDAD DE REGANTES DE ALHAMA DE MURCIA

ANEJO Nº 11.1.

BALSA.
JUSTIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD DE LA BALSA.

ANEJO Nº 11.1.

JUSTIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD DEL EMBALSE.

Índice:

1. INTRODUCCIÓN. 3
2. RECURSOS HIDRICOS. 5
3. CARACTERÍSTICAS DE LA BALSA 7
4. CAPACIDAD DEL EMBALSE. 9
5. RELACIÓN VOLUMEN, SUPERFICIE DE AGUA Y COTAS O ALTURA DEL AGUA. 10
6. MOVIMIENTO DE TIERRAS. 12

1. INTRODUCCIÓN.

Se ha comentado en la Memoria y diferentes anejos, la necesidad de regular el actual proceso de funcionamiento de la actual Toma de la desaladora, localizada en el paraje de “Gañuela”, donde se organiza el caudal continuo actual de 100 l/s de la desaladora de Valdelentisco, sin ninguna regulación, teniendo la necesidad de consumir de manera instantánea ese agua en el riego.

Para llevar a cabo riegos eficaces en las necesidades de los cultivos, según necesidades de los mismos, es necesario almacenar y regular el volumen de la concesión de 1 Hm^3, aumentando a 200 l/s dicho caudal para recepcionar en el embalse proyectado un volumen máximo de 175.000 m^3, cuya capacidad se justifica en función de la reserva de 10 días de riegos en la máxima demanda de Julio, correspondiendo al 20 % de la concesión de dicha fuente.

En función de la tipología de las fincas próximas a dicha toma, incidencias con la Sierra de Carrascoy, considerando además la necesidad de tener cota suficiente y analizando las consideraciones geotécnicas, se optó por la adquisición de tres parcelas en el paraje “Casa del Caño” con las dificultades de negociar con tres titulares, sin recurrir a una expropiación forzosa, cuyo emplazamiento resultaba adecuado para los fines perseguidos.

El objeto fundamental y primordial del proyecto es realizar un diseño compatible de la balsa con la zona de ubicación contemplada en dichas parcelas, en el número de tres con una extensión próxima a 10 has, calificada de uso agrario en Catastro, en estado de abandono, sin ninguna productividad, calificado el suelo como No Urbanizable de Protección Especial (SNUPE) en el PGMO de Alhama de Murcia y calificado desde el punto de vista ambiental, en el Plan de Ordenación de los Recursos Naturales de la Sierra de Carrascoy (PORN) pendientes de aprobación.

Compaginando los diferentes factores anteriores y ajustando las necesidades con los parámetros geométricos en las parcelas 283, 169, 399 del Polígono 38 en el T.M. de Alhama de Murcia, la Comunidad de regantes de Alhama de Murcia (CRA) formuló petición de adquisición de las parcelas de la figura nº 1, donde ahora se diseña el embalse que ahora se proyecta.

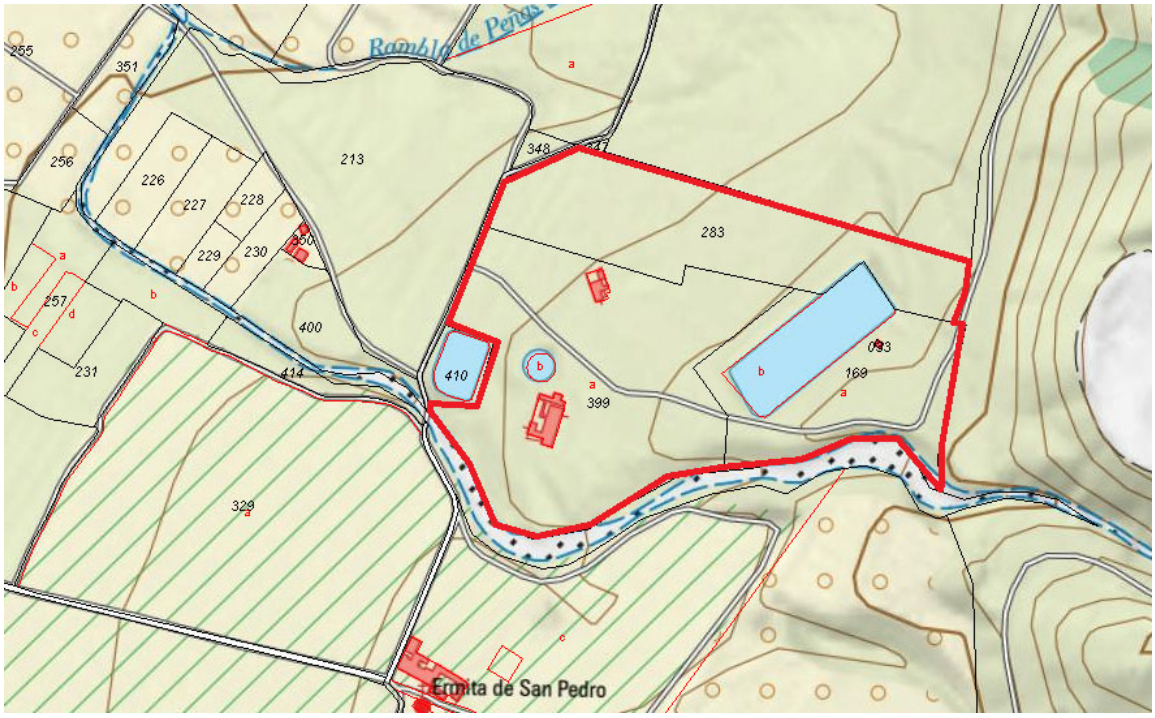


Fig nº 1. Parcelas adquiridas.

Una vez cumplimentada las especificaciones de la DGMN de la CARM, ajustándose a los requerimientos de compatibilidad con la normativa vigente, se proyecta un movimiento de tierra adecuado con el entorno y las necesidades de cotas en un terreno con una pendiente uniforme inferior al 7 % que sirve para compensar el movimiento de tierras.

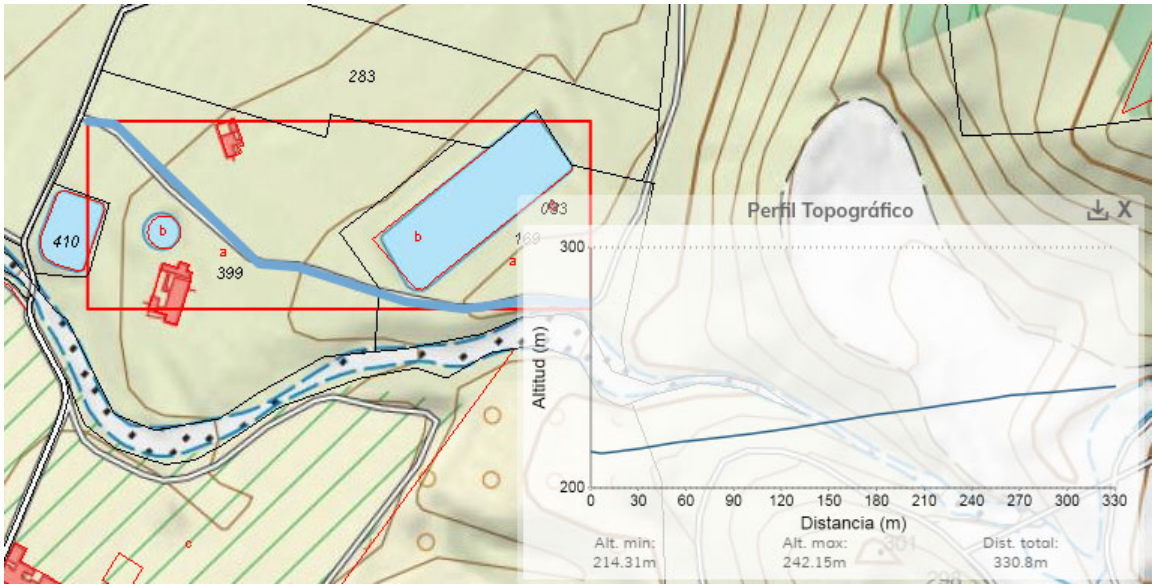


Fig nº 2. Pendiente moderada.

Teniendo en cuenta las distancias con las lindes de vecinos, distancias superior a 10 m, así mismo la separación del DPH de la rambla cercana de zona de servidumbre e integrada no obstante en la franja de policía (100 m), sin afecciones de veredas, cañadas, salvo la trocha que pasa a la explotación de dos sondeos que se encuentran en parcelas superiores y alejadas por la parte superior, ni tampoco lleva servidumbre de líneas eléctricas, ni interés arqueológico ni cultural, con características de un suelo desde el punto de vista geotécnico bueno y con el riesgo en la hipótesis de rotura conteniendo en su llanura de inundación varias edificaciones de viviendas aisladas, paso de la avenida en la carretera de nivel secundario, cuya Propuesta de Clasificación del riesgo en caso de la hipotética rotura de la balsa, es “a priori” de tipo de riesgo “B”, cuya balsa tendría una capacidad útil de 175.000 m^3

2. RECURSOS HIDRICOS.

La Comunidad de regantes de Alhama de Murcia (C.R.A) tiene los siguientes recursos hídricos aprobados:

	Procedencia	Dotación (m3/ha/año)	Volumen Anual (m3)	Superficie
CSR-82/2005	Trasvase	1.517,00	10.372.000,00	6.837,97
CSR-44/2003; CSR-53/2003; CSR-3/2004; INF-154/2004	EDAR	173,00	883.662,00	5.096,00
ASV-86/2019	Valdelentisco*		1.000.000,00	6.177,33
	Pluviales	35,00	239.613,00	6.837,97
feb-15	IDAM Águilas*		860.000,00	7.216,91

Tabla nº 1

Para la regularización y distribución de la demanda de agua de los usuarios, la C.R.A. posee los siguientes embalses:

	Volumen (m^3)
LA PEDRERA	49.000
ROMERAL	75.000
LENTISCOSA	45.000
AMARGUILLO	99.000
RINCÓN DE MORIANA	10.000
MORIANA	49.000
CABEZUELAS	120.000
	447.000

Tabla nº 2.

La capacidad de embalse con respecto a las concesiones, es del 3 %.

TRASVASE:

En cuanto a la distribución con respecto a la ubicación de estos embalses, tenemos que todas las balsas de la tabla nº 2, de regulación del agua del TRASVASE TAJO-SEGURA, se encuentran alineadas conforme el canal, próxima a las tomas que derivan de ellas.

Todos los embalses obedecen a la cercanía del canal del trasvase Tajo-Segura (margen derecha del río Segura, junto a la Sierra de Espuña), localizando la balsa proyectada en la margen derecha del valle del río Guadalentín, en correspondencia con la cercanía de la Toma de la Desaladora donde no existe ninguna balsa.

PLUVIALES:

Las aguas pluviales poseen 2 balsas de titularidad del Ayuntamiento de Alhama, ubicadas en las zonas bajas del valle, localizados en los parajes de “El Raal y Molineta” y cuyos volúmenes embalsados en periodo de lluvia, son bombeados de manera instantáneas para dejar vacía dichas infraestructuras para nuevas recepción de lluvias.

EDAR:

Las aguas de la EDAR son abastecidas desde las instalaciones de la misma EDAR hacia un depósito de la CRA de donde son bombeadas en la red de riegos. Hay que matizar que la tubería de esta agua no se corresponde con la red general del Trasvase, teniendo un diseño exclusivo para ser mezclada en los embalses de particulares.

DESALADORA:

No existen balsas de almacén y regulación. El agua que actualmente recibe la CRA de la desaladora de Valdelentisco, tiene que ser usada de manera instantánea.

La toma de la desaladora de Valdelentisco se encuentra ubicada en el paraje de Gañuela, en las laderas de la Sierra de Carrascoy, con suficiente cota de dominio probada durante los años de actividad conforme a la tubería de transporte existente de DN 400 mm.



Fig nº 3. Caseta de la toma.

En la toma actual se derivan 100 l/s del Hm^3 concedido anualmente a la CRA de la desaladora de Valdelentisco, estando pendiente en el futuro, en la misma línea hidráulica, la concesión de la desaladora de Águilas.

Dado que por esta toma se reciben actualmente 1 Hm^3, además de los aumentos previsibles en el futuro, sin ningún embalse de regulación en la margen derecha del valle, se hace imprescindible regular el agua de la desaladora con el objetivo de almacenar y distribuir el agua conforme a las necesidades de riegos.

Debido a los condicionantes ambientales de la cercanía del Parque Regional de la Sierra de Carrascoy y considerando el mes de mayor demanda que se corresponde con el mes de Julio, cuyas necesidades son de unos 2 Hm^3, de los cuales se almacena el 20 % de esta necesidad en Julio, la balsa proyectada aumentaría el 8 % las reservas del mes más desfavorable, siendo finalmente el 28 % de reserva en los consumos del mes de mayor demanda, de ahí las necesidades de esta balsa para la CRA.

3. CARACTERÍSTICAS DE LA BALSA

La balsa se diseña con una figura poligonal de un rectángulo irregular, adaptada a las características del recinto parcelario, compensando el desmonte con el terraplén, quedando la cara Oeste formada por diques en terraplén y los laterales orientados al Norte y Sur, parcialmente entre terraplén y desmonte. Se proyecta un movimiento de

tierra en desmonte de 119.380 m³ y de terraplén de 111.320 m^3.

Los taludes interiores de la balsa se ejecutarán con una relación de pendiente 1:2,5 (V/H), con una anchura de coronación de 5 m en la cota 234,50 msnm.

En la zona de diques se generará una altura máxima de 18,36 m y la relación de la inclinación de los taludes exteriores es de 1:1,3 (V/H), formando una berma desde la altura del pasillo de coronación a los 10 metros, concretamente en la cota 224,50 msnm., conteniendo una plataforma horizontal de 2,5 metros de anchura, donde se construye una cuneta revestida de hormigón en los pie de taludes, con inclinación desde el centro de la misma hacia los extremos con pendientes del 1 % hacia ambos lados, para entregar el agua en el terreno natural.

En los taludes exteriores se depositará la tierra vegetal de la parcela, según el desbroce practicado en el terreno que ocupa la infraestructura del embalse, masa de tierra y vegetación previamente acopiada y que originará en breve tiempo, el crecimiento de la vegetación natural de la zona, aportando incluso plantaciones autóctonas como apoyo de la flora natural de la parcela. En la parte baja se plantará arbolado frutal que sirva de alimento a la fauna y que en poco tiempo alcanzará el porte necesario, que junto con la vegetación natural evitarán la erosión del terreno y el impacto visual, cumpliendo así con lo establecido por la DGMN de la CARM.

Las tierras serán extendidas en tongadas de unos 30 cm de espesor, humectadas y compactadas depositando los elementos gruesos en la parte exterior a modo de zócalos, generando dos efectos positivos en el terraplenado, el primero, que evitará el deslizamiento por un aumento del rozamiento y el segundo, un incremento de la estabilidad y retención de humedad en la superficie de apoyo horizontal.

Se colocarán cuatro sectores de drenajes en la solera del tipo impermeable, conectada a colectores que terminan en la arqueta de registro que servirá como medida de control ante posibles fugas.

Se creará un aliviadero mediante zona rebajada en coronación con forma de badén para poder conseguir la evacuación de agua en caso de llenado total de la balsa y evitar la erosión descontrolada y por ende, daños en la estabilidad del dique.

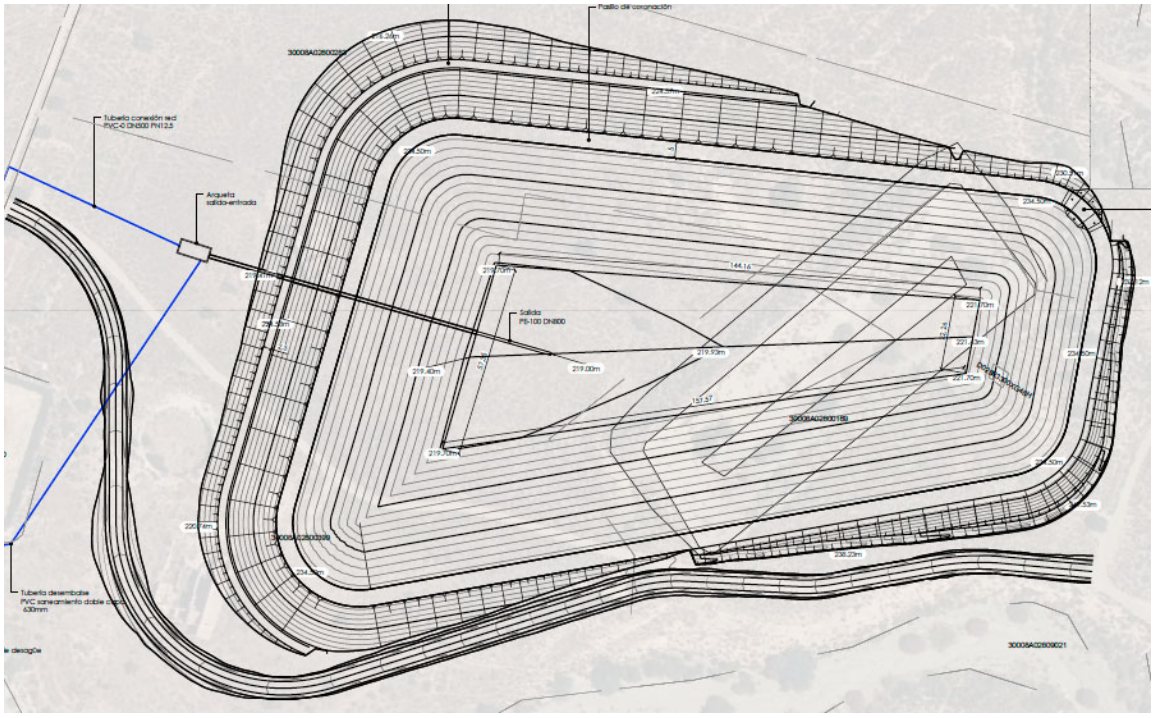


Fig nº 4. Planta general.

4. CAPACIDAD DEL EMBALSE.

El dimensionamiento del volumen de la balsa se ha realizado teniendo en cuenta las necesidades en la red de riegos del abastecimiento continuo de todos los días de la semana excepto el domingo. El período diario de riego con 16 horas que transcurre entre las 7:00 horas y las 23:00 horas, cuya duración semanal de riego es de 112 horas.

- Caudal ficticio continuo: 2 l/s/ha.
- Suponiendo un 50 % de regantes en el uso.

7216 has x 0,002 m^3/s x 0,5 = 7,216 m^3/s = 25.977,6 m^3/día = 181.843,2 m^3 en la semana, redondeando a 175.000 m^3 de capacidad.

Naturalmente no se podría dar servicio con la dimensión de la conducción, pero nos vale para establecer el cálculo de la capacidad.

Supone:

- La capacidad máxima de 199.000 m^3 y la útil de 175.000 m^3
- Volumen de regulación: Aumento en el 8 % el almacenamiento del mes de Julio de mayor demanda, pasando del actual del 20 % al 28 %.

- Supone además 12 días de la demanda del máximo consumo.
- Supone el 17,5 % del almacenamiento de la concesión actual de la desaladora de Valdelentisco, en la concesión de 1 Hm^3.

Posee las ventajas añadidas de:

- Asegurar el suministro de agua al riego, en caso de averías.
- Ahorro del agua al regar en los momentos oportunos de la demanda hídrica de los cultivos y no, a la correspondencia de la organización de turnos.
- Aumenta las producciones agrarias con mejores resultados, al proporcionar el agua a las plantas evitando el estrés hídrico.

5. RELACIÓN VOLUMEN, SUPERFICIE DE AGUA Y COTAS O ALTURA DEL AGUA.

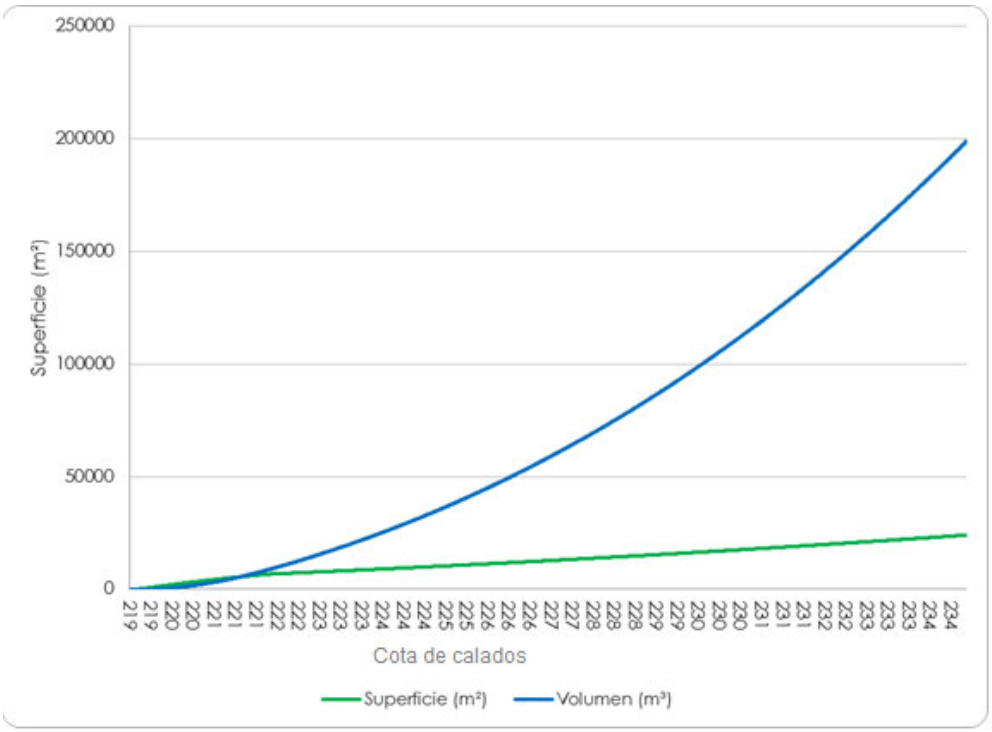


Fig nº 5. Gráficas volumen y superficie según cotas

Calado (m)	Superficie (m²)	Cubicación (m³)
0	0,47	0
0	2676,32	1.130,33
2	5419,83	5.225,43
3	7176,93	11.640,05
4	8245,69	19.347,28
5	9363,45	28.147,77
6	10530,13	38.090,48
7	11745,84	49.224,38
8	13010,57	61.598,49
9	14324,33	75.261,86
10	15687,11	90.263,50
11	17098,9	106.652,43
12	18559,47	124.477,56
13	20068,84	143.787,63
14	21627,18	164.631,56
14,5	22424,71	175.644,02
14,8	22909,11	182.443,98
15	23234,43	187.058,30
15,5	24066,36	198.880,63

Tabla nº 3. Superficie lámina de agua y cubicación, según calados

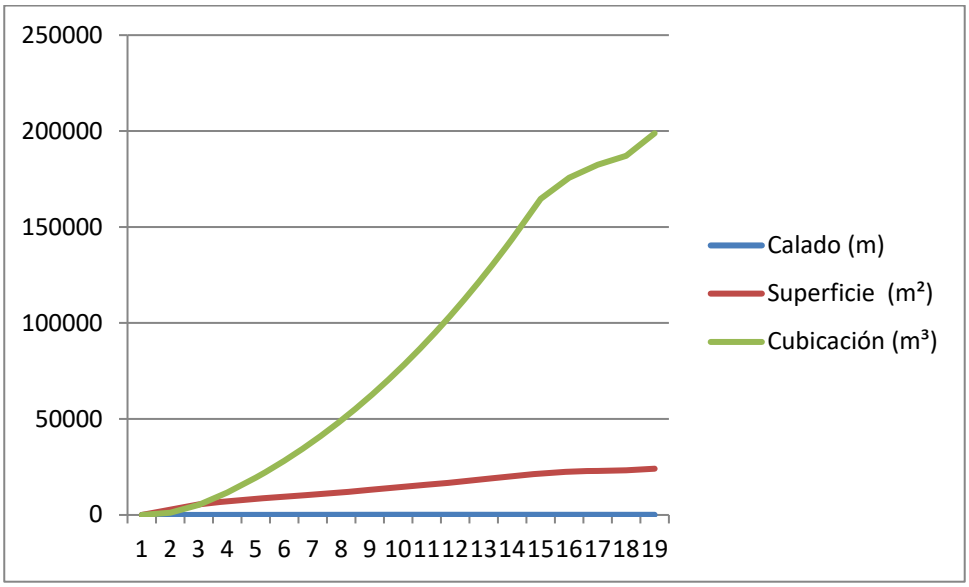


Fig nº 6. Gráficas volumen y superficie según calados

6. MOVIMIENTO DE TIERRAS.

A continuación se relaciona las cubicaciones de las secciones transversales realizadas en el embalse y que se detallan en el Plano, sobre volúmenes del desmonte y terraplén medidos en banco, sin considerar esponjamientos, valorados sin dicho coeficiente y como A1-A3 (cualquier tipo de terreno), conforme el estudio geotécnico.

	ÁREAS		VOLUMEN	
P.K.	Desmonte (m3)	Terraplén (m3)	Desmonte acumul. (m3)	Terraplén acumul. (m3)
0+005.074	1.48	20.80	0.00	0.00
0+011.973	0.00	642.96	5.09	2289.69
0+014.474	0.00	663.00	5.09	3922.73
0+029.561	0.00	2004.84	5.09	24047.71
0+034.545	0.00	2051.76	5.09	34156.77
0+050.000	0.00	1234.32	5.09	59549.88
0+060.000	49.70	749.46	253.60	69468.80
0+072.056	420.83	638.15	3090.01	77833.47
0+077.785	448.19	543.61	6461.05	75329.38
0+087.186	477.58	483.20	10812.56	80155.80
0+096.306	500.53	424.33	15392.79	83540.25
0+120.000	559.18	350.15	27947.32	92715.59
0+130.000	634.69	312.81	33916.68	96030.41
0+140.000	620.80	281.94	40194.13	99004.16
0+150.000	632.18	245.51	46459.03	101641.37
0+160.000	672.53	209.86	52982.57	103918.18
0+170.000	708.33	175.86	59886.89	105846.77
0+180.000	740.54	143.00	67131.24	107441.06
0+190.000	772.73	106.72	74697.57	108689.65
0+200.000	789.68	72.61	82509.60	109586.30
0+210.000	776.11	5.74	90338.52	109978.03
0+221.171	843.54	27.58	99385.33	110164.13
0+227.560	788.04	26.38	103367.00	110587.72
0+245.383	446.94	33.34	114372.61	111119.91
0+254.753	211.50	6.15	117457.30	111304.92
0+259.821	205.61	0.30	118612.10	111318.08
0+266.835	13.25	0.25	119379.64	111320.00

Tabla nº 4. Mediciones del M.T. del vaso.

Financiado por la Unión Europea
NextGenerationEU

GOBIERNO DE ESPAÑA
MINISTERIO DE AGRICULTURA, PESCA Y ALIMENTACIÓN

SOCIEDAD MERCANTIL ESTATAL DE INFRAESTRUCTURAS AGRARIAS
seiasa

COMUNIDAD DE REGANTES DE ALHAMA DE MURCIA

ANEJO Nº 11.2.

BALSA.
CÁLCULOS HIDRÁULICOS.

Financiado por la Unión Europea
NextGenerationEU

GOBIERNO DE ESPAÑA
MINISTERIO DE AGRICULTURA, PESCA Y ALIMENTACIÓN

SOCIEDAD MERCANTIL ESTATAL DE INFRAESTRUCTURAS AGRARIAS
seiasa

COMUNIDAD DE REGANTES DE ALHAMA DE MURCIA

ANEJO Nº 11.2.

CÁLCULOS HIDRAULICOS

CÁLCULOS

Índice:

1. RESGUARDO. 3
2. CÁLCULOS DEL ALIVIADERO. 3
3. DIMENSIONES DEL ALIVIADERO 6
4. TUBERÍA DE SALIDA DE SERVICIO DE FONDO. 8
5. COLECTOR DRENES 9

1. RESGUARDO.

Se entiende por resguardo la distancia vertical entre el máximo nivel de agua y la coronación del embalse. La determinación del resguardo ha de tener en cuenta la altura máxima afectada por el oleaje.

Esta altura se establece con la siguiente expresión (fórmula de Iribarren):

$$h = 0{,}6\sqrt[4]{F} = 0{,}6 \cdot 0{,}253^{0{,}25} = 0{,}426 \text{ m}$$

Siendo:

h = Altura de la máxima ola producida por el viento

F = Flecha máxima de la lámina en Km, Fetch. F=0,253 km

El resguardo será, como mínimo, de vez y media de la altura de la máxima ola posible originada por el viento, con lo que se obtiene un valor mínimo de 0,639 m.

Para una longitud del lado mayor de 253,61 m, la altura de ola es de 0,64 m, por lo tanto establecemos una altura máxima de resguardo de 0,75 m del aliviadero y 0,25 m del nivel de explotación, en total tenemos un metro de seguridad.
La salpicadura sería 1 m – 0,639 m = 0,361 m coincidente en la superficie del aliviadero.

2. CÁLCULOS DEL ALIVIADERO.

El aliviadero debe tener una sección suficiente para evacuar también los vertidos accidentales formados por oleajes, sobrellenados por la lluvia que caiga sobre la superficie del embalse (área mayor y camino de servicio), así como la entrada accidental de aportes de la tubería de llenado al embalse como consecuencia de averías del automatismo (transductor de presión, contador, válvula de altimetría, etc.), cuyos caudales son los restringidos del conocimiento actual de la Comunidad y proyectados en 200 l/s máximos, conforme dimensiones de la tubería y datos contrastados. Todo el volumen que supere el umbral del aliviadero diseñado, debe tener suficiente margen de seguridad, debiendo configurarse con suficiente dimensión para evacuar cualquier eventualidad extraordinaria.
El caudal a desaguar por el aliviadero es la suma del caudal máximo previsto para la entrada en el vaso de Caudales de entrada (Q_e) de la tubería de fondo, así como el de la máxima lluvia sobre la superficie de la balsa de caudales de precipitaciones (Q_p) sobre datos contrastados.

$Q_{\text{tubería}}$: 200 l/s

Caudal de precipitación (Qp):

- Precipitación máxima diaria obtenida del Ministerio de Fomentos de la Publicación de máxima precipitación de la Península Ibérica.

El mapa de isolíneas de la citada publicación establece, para la zona objeto de estudio un valor medio anual de la precipitación máxima diaria (P_m) igual a 50 mm/día, con un coeficiente de variación (C_v) igual a 0,51. De acuerdo con la tabla de doble entrada, de la Publicación del Ministerio de Fomento, el coeficiente de ampliación K500:

T	500
K500	3,799

El valor de la máxima precipitación probable diaria sería obtenido, por lo tanto, sustituyendo el valor anterior en la expresión:

$$P500 = K500 * Pm$$

Con lo que se obtiene la precipitación máxima diaria sobre el área tributaria para el período de retorno considerado:

Periodo de retorno, T (años)	***500***
Precipitación, P500 (mm)	***189,95***

Y según la intensidad de precipitación: $I\ (T, t) = I_d \cdot F_{int}$ correspondiente a un período de retorno T, y a una duración del aguacero t,

Dónde:

I (T, t) (mm/h) Intensidad de precipitación correspondiente a un período de retorno T y a una duración del aguacero t.

Id (mm/h) Intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente al período de retorno T

Dónde: $P_d \cdot k_A$ / I_d = *24 mm/h*

Id (mm/h) Intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente al

período de retorno T.

P_d (mm) Precipitación diaria correspondiente al período de retorno T

K_A (adimensional) Factor reductor de la precipitación por área de la cuenca, siendo en este caso igual a 1.

Intensidad de precipitación horaria es: $I\ (T,\ t)$ = 7,91 · 11 = 87,01 mm/h

l aguacero máximo de una hora de duración para el periodo de retorno considerado (T500 años)

Tendrá una intensidad de 87,01 mm /h

Luego:

Q_p = 0,087 m/h · 24.070 m^2 / 3600 h/s = 0,58 m^3/s

Q = Qe + Qp = 0,2 + 0,58 = 0,78 m^3/s

El caudal máximo de necesidades de evacuación no supera 1 m^3/s, debiendo tener en cuenta las necesidades de evacuar el sobrevertido por el oleaje, anteriormente analizado con los resultados del margen de seguridad.

El aliviadero debe ser capaz de evacuar el exceso de agua en condiciones de precipitación torrencial más desfavorable, en este caso del periodo de 500 años, suponiendo que la balsa esté al máximo de su capacidad de 182.000 m^3 (el nivel de explotación del NMN, está comprendido 0,25 m más bajo que la solera del aliviadero, cuyo volumen es de 175.000 m^3)

El aliviadero adoptado es de forma trapezoidal según se muestran en planos, en el mismo se muestra el labio o umbral, por encima del cual vierten las aguas, en el que hay que considerar su cota superior, más adelante, la construcción de un canal de hormigón que conduce las aguas desde el umbral hasta el otro lado del talud recubierto con hormigón en la zona de vertidos para evitar su erosión, así como un encachado de piedra en su base, organizando el aliviadero proyectado.

Para su dimensionamiento, se calculará la resultante mediante el “Método Racional”.

$$Q_{aliviadero} = c \cdot i \cdot S + q$$

Donde:

Q = Caudal a evacuar por el aliviadero (entrada de agua y lluvia máxima del vaso).

c = Coeficiente de escorrentía. En la lámina de agua de la balsa, c = 1.

i = Intensidad de lluvia máxima a considerar.

S = Superficie de la balsa.

q = Caudal de entrada a la balsa = 200 l/s

- **Caudal correspondiente a la precipitación máxima caída sobre la superficie del vaso (T: 500 años):**

  Qp = 0,087 m/h · 24.070 m^2 / 3600 s/h = 0,58 m^3/s

  Q = Qe + Qp = 0,2 + 0,58 = 0,78 m^3/s.

  Este es el caudal necesario para evacuar por el aliviadero.

  Mediante la siguiente fórmula, obtenemos la sección resultante:

$$Q = \frac{2}{3\sqrt{3}} \cdot (B+b/2) \cdot h \cdot \sqrt{2\,g\,h}$$

La incógnita de la dimensión [(B+b) / 2] · h; la llamaremos “X”, sustituyendo en la fórmula:

$$Q = \frac{2}{3\sqrt{3}} \cdot \mathbf{X} \cdot \sqrt{2\,g\,h}$$

Donde h = 1,6 m (desnivel del aliviadero con el terreno). Resolviendo:

0,78 = 0,38 · **X** · 5,6 ; **X =0,37 m^2 Superficie mínima que debe realizarse.**

Aliviadero:

Se proyecta un aliviadero tipo de Labio fijo de forma de trapecio cuya base menor 5 m y base mayor 10 con altura 0,75 m (construido tipo badén con paso de servicio de vehículos).

Cota: 233,80 m

Caudal esperado y máximo: 0,78 m^3/s

Caudal servicio real del aliviadero diseñado: 19,6 m^3/s.

Punto de desagüe: Canalizada en hormigón hasta vertido en terreno natural.

- **Superficie aliviadero: 5,25 m^2.**

3. DIMENSIONES DEL ALIVIADERO

La forma geométrica del aliviadero de diseño teórico, se corresponde con un trapecio de

base menor de 5 y 10 m respectivamente y altura de 0,75 m, diseñado también para posibilitar el paso de vehículos con forma de badén. Este diseño posee la seguridad de no tener obstrucciones, como ocurre en el caso de tuberías, teniendo mejores resultados en su funcionalidad.

La altura necesaria se calcula según la expresión de un vertedero en pared gruesa:

Longitud mayor = 10 m

Longitud menor = 5 m

Longitud media = 7,5 m

$Q = L_m \cdot 1,7 \cdot h^{1,5}$

$1 = 7,5 \cdot 1,7 \cdot h^{1,5}$

$1 = 12,75 \cdot h^{1,5}$

$(1/12,75)^{1/1,5} = h$

h= 0,18 m.

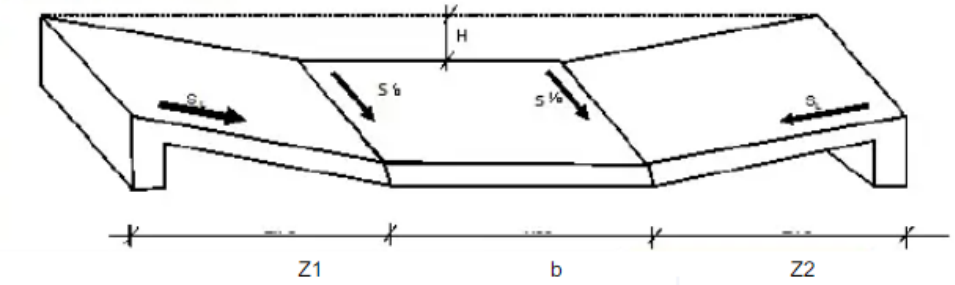
Con la dimensión pretendida, queda del lado de la seguridad el dimensionado del aliviadero.

Se diseña pues, con una altura de 0,75 m para estar del lado de la seguridad con respecto al oleaje, llenado y lluvia máxima coincidente en instantes (0,54 m).

A continuación se expresan sus características hidráulicas empleando la fórmula de Manning.

Baden

BADEN TRAPEZOIDAL HORMIGÓN



Z1 = 2,5 m
Z2 = 2,5 m
b = 5,0 m
H = 0,75 m

Q diseño = 19,6 m3/s

Fórmula de Manning: $Q = 1/n \cdot (A \cdot R)^{2/3} \cdot S^{1/2}$

Rugosidad	n=	0,015
Área (m^2)	A=	5,625
Perímetro mojado (m)	P =	10,6
Radio Hidráulico (m)	R=	0,53
Pendiente (m/m)	S=	0,05
Velocidad (m/s)	V=	3,48

4. TUBERÍA DE SALIDA DE SERVICIO DE FONDO.

Para determinar el caudal máximo de salida previsto en la tubería de fondo de PE-100 DN 500 mm, se evalúa en primer lugar al cálculo de entrega en el colector de salida, según el tramo de tubería que atraviesa el talud.

Posteriormente, para determinar los caudales en las arquetas de conexión y desagüe de fondo, se tendrá en cuenta las pérdidas de carga producidas en los tramos de tubería correspondientes, de forma tal que con las diferencias de cota entre los extremos del mismo tramo de tubería, obtengamos el caudal, velocidad y presión del punto de entrega final de las tuberías proyectadas.

CALCULO DEL CAUDAL EN LA CASETA DE CONTROL.

El caudal de salida en la boca de tubería se puede considerar como el gasto a través de un orificio de un depósito (sin tener en cuenta la tubería):

$$Q = S * (2*g*h)^{1/2}$$

Siendo:

Q = Caudal en m^3/s.

S = Sección en m^2

g = aceleración de la gravedad = 9,8 m/s^2

h = Altura de agua en m

C = Coeficiente de gasto = 0,62

Hipótesis de cálculo: Se considerará como altura de agua h, la correspondiente a la altura media de capacidad de los embalses, es decir, 7,25 m a la boca de salida y 2,60 m desnivel hasta la caseta de control, en total 9,85 m.

En la salida, tenemos que para una tubería de PE-100 DN de 500 mm de diámetro:

- Diámetro nominal = 500 mm = 0,5 m.

CÁLCULOS HIDRAULICOS

$S = 3,14 * r^2 = 3,14 * (0,5 / 2)^2$; $S = 0,2\ m^2$

El caudal de salida será:

$$Q = S * C * (2gh)^{1/2}$$

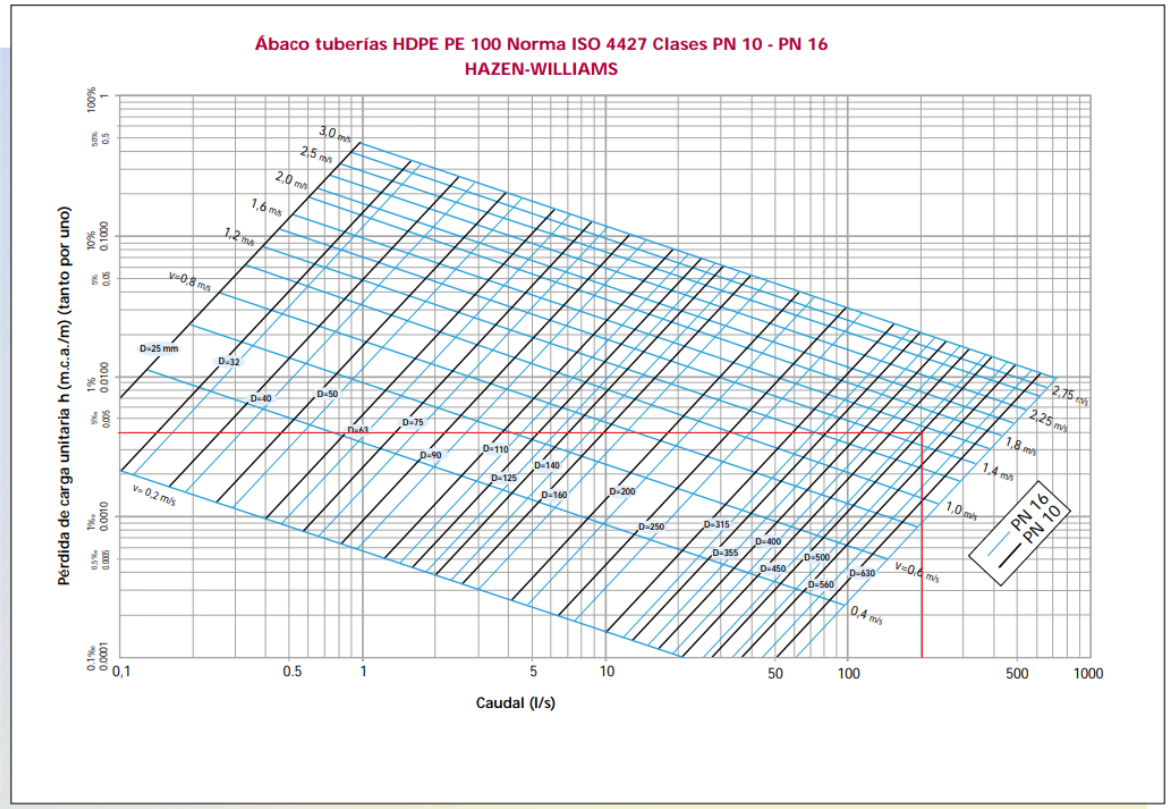
$$Q = 0,2 * 0,62 * (2 * 9,8 * 9,85)^{1/2}$$

$$Q = 1,72\ m^3/s.$$

$$Q = V / t = 1,72\ m^3/s$$

Este caudal teórico se presenta en el inicio de la tubería de fondo.

El caudal demandado en la entrada y salida es de 200 l/s, cuya velocidad es en torno al 1,5 m/s, con pérdidas mínimas, según el siguiente ábaco:



se ajusta en la arqueta de control para dar servicio en la red de riegos, siendo previsible el caudal de salida de 200 l/s, dada la tubería de servicio proyectada con DN 500 mm hasta la arqueta de conexión y que fue estudiada en el anejo nº 9.

5. COLECTOR DRENES

La red de drenaje proyectada tiene como función evacuar el agua de fugas en la barrera

impermeable, incluso exudados filtradas a través de la geomembrana y evitar canalizaciones y tubificaciones en la solera del dique de cerramiento, así como sub-presiones.

La red de drenaje responde a una canalización en forma de media caña, laminada impermeabilizada con rellenos de gravilla tipo arrocillo, que desagua el agua presente hacia sumideros, al poseer pendientes de al menos + 0,5%.

El diseño responde a evitar pérdidas por filtraciones, al ser un terreno poco cohesivo.

La red se distribuye en cuatro sectores de recepción: 2 pies de taludes, una central y otro que ausculta la toma de entrada y salida de fondo.
Posteriormente el agua se conduce mediante colectores de PVC corrugado de DN 160 mm hasta una arqueta de control, donde un sensor emite una alarma en el caso de presencia de agua en dicho cuenco.
En el libro "*Manual para el diseño, construcción y explotación de embalses impermeabilizados con geomembranas"* se propone adoptar un valor de 5 mm/hora de descenso de nivel.
El agua recogida en el sector del talud o central podría recibir el caudal de manera independiente, los cuales se entregan a colectores de tubería de PVC corrugada de DN 160 mm exterior y de interior 152,10 mm, siempre con pendiente del 1%.
La superficie máxima de la lámina de agua es de 22.424 m^2 · 0.005 m/h = 112,12 m^3/s = 31,14 l/s.
La diferencia de nivel en la entrega es de 2,8 m con distancia de 82 metros, pendiente de 0,034 (m/m) cuya velocidad adquirida en la tubería de DN 160 mm es de 2,36 m/s

$Q = S \cdot v = 0{,}018\ m^2 \cdot 2{,}36\ m/s = 0{,}042 = 42\ l/s$

Desagua un 73 % el colector de cualquiera de los tres drenes (2 de pie de taludes y central) de manera independiente.
Por lo que se considera adecuado el dimensionamiento del colector diseñado.
Hay que tener en cuenta que el sistema del drenaje sirve para dar aviso del problema y no para desaguar una fuga de importancia.

Financiado por la Unión Europea
NextGenerationEU

GOBIERNO DE ESPAÑA
MINISTERIO DE AGRICULTURA, PESCA Y ALIMENTACIÓN

SOCIEDAD MERCANTIL ESTATAL DE INFRAESTRUCTURAS AGRARIAS
seiasa

COMUNIDAD DE REGANTES DE ALHAMA DE MURCIA

ANEJO Nº 11.3.

BALSA.
DISEÑO DE ACCESOS Y URBANIZACIÓN DEL ENTORNO DE LA BALSA.

ANEJO Nº 11.3.

DISEÑO DE ACCESOS Y URBANIZACIÓN DEL ENTORNO.

Índice:

1. INTRODUCCIÓN. 3
2. ACTUACIÓN. 4
3. CÁLCULOS DEL FIRME. 4
3.1. JUSTIFICACIÓN DEL ESPESOR DE ZAHORRA EN EL PASILLO DE CORONACIÓN. 6
3.2. SECCIONES DEL DISEÑO DEL CAMINO. 6
3.3. MEDICIONES MOVIMIENTO DE TIERRAS 7
3.4. PASILLO DE CORONACIÓN. 8
3.5. CAPA DE RODADURA PASILLO CORONACIÓN. 8

1. INTRODUCCIÓN.

Actualmente el acceso a la parcela carece en algunos tramos de caminos estabilizados y los empleados son senderos de tierras sin denominaciones de pasos de interés, salvo las de atender a las parcelas, por lo que resulta de difícil acceso al recinto del embalse.

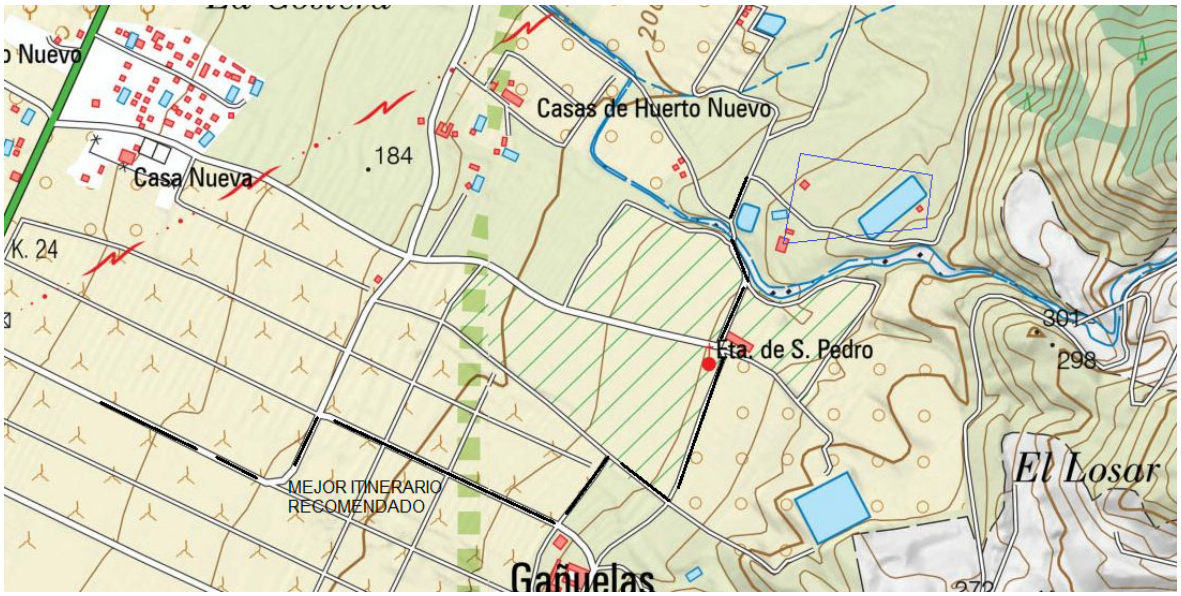


Fig nº 1. Acceso preferente.

Existen varias posibilidades de acceder, siendo la recomendación la del intinerario recomendado de la figura nº 1 y después, otra posibilidad de alternativas más corta, pero con un camino de peores condiciones en su mitad superior, según se muestra en la figura nº 2.



Fig nº 2. Dos alternativas de accesos.

Queda fuera de los objetivos los caminos de acceso hasta la parcela, donde sólo se considera la actuación en la propia parcela, donde las necesidades del embalse, obliga a desviar parte del camino existente en tierra, como se muestra en la figura nº 3.

2. ACTUACIÓN.

La actuación de la construcción de un camino estabilizado con zahorra de 1”, se extiende dentro del contenido del recinto de las parcelas con titularidad de la Comunidad, donde la necesidad del actual camino necesita de retranqueos fuera de los límites de la actuación. En el punto rojo de la figura nº 2 y ahora en la 3, se indica la situación de la observación que se muestra en la figura nº 4, con vista hacia el sur.

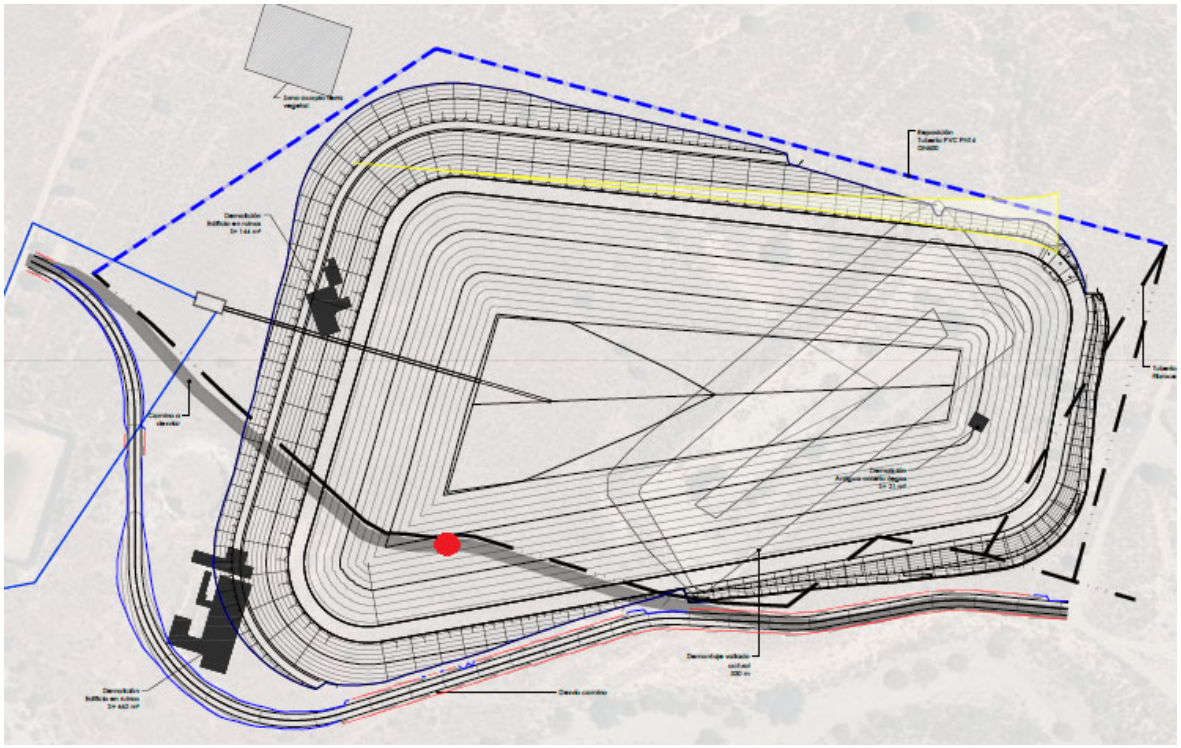


Fig nº 3. Camino acceso a la balsa.

3. CÁLCULOS DEL FIRME.

La ejecución del camino proyectado se realiza sobre un terreno cuya superficie presenta formaciones carbonatadas en forma de losas aisladas, como se puede apreciar en la figura siguiente nº 4, señalado con punto rojo en las figuras nº 2 y 3.



Fig nº 4. Paso actual en la parcela.

El suelo no presenta ningún signo de procesos erosivos en la superficie de la vereda, por lo que no cabe añadir el aporte de la capa de zahorra sobre el terreno que es un “lujo”, obedeciendo solo al objetivo de unificar su superficie.

No presenta dudas la estabilidad de la sub-base para configurar el camino con material seleccionado y buscar dotar la capa del estabilizado con una superficie regular para evitar las malformaciones de esas “costras rocosas” que permiten trabajar un “tout venat”, estando el camino contemplado en terrenos que de por sí, posee una potente gravera de zahorra en el subsuelo.

La capacidad portante del suelo es superior a los 20 kg/m^2, cuyos valores de CBR son asimilables con la siguiente tabla en función de la sub-base o base:

CBR	Calificación	Uso	SUCS	AASHTO
0-3	Muy pobre	Subrasante	CH, MH	A5,A6,A7
3-7	Pobre - Regular	Subrasante	CH, MH	A4,A5,A6,A7
7-20	Regular	Subrasante	CL, ML, SC, SM, SP	A2,A4,A6,A7
20-50	Bueno	Base-Subase	GM, GC, SW,SM, SP, GP	A1b, A2-5,A3,A2-6
>50	Excelente	Base	GW, GM	A1a, A2-4, A3

Fuente: Manual de laboratorio de suelos para ingeniería civil. Bowles J.(1980)

Tabla nº 1.

3.1. JUSTIFICACIÓN DEL ESPESOR DE ZAHORRA EN EL PASILLO DE CORONACIÓN.

Se muestra a continuación los siguientes valores de la tabla nº 1 y abaco de Peltier de la figura nº 5.

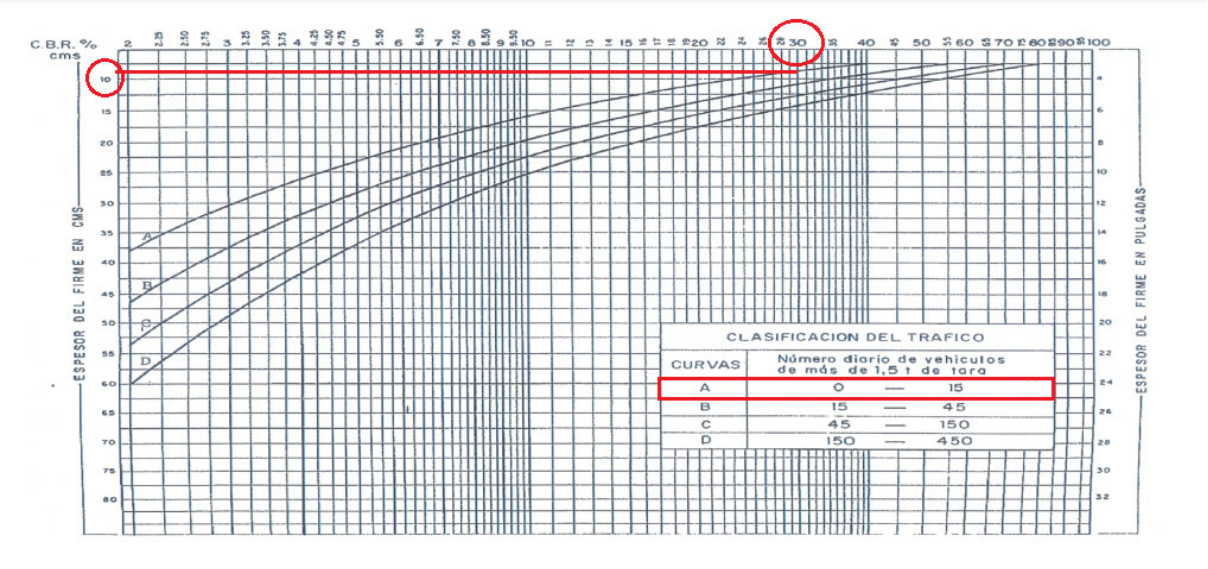


Fig nº 5. Ábaco Peltier

El canto con 10 cms bastaría para realizar un buen estabilizado de zahorra, se conforma el espesor del firme con 20 cms para regular las pendientes y bombeo del camino.

3.2. SECCIONES DEL DISEÑO DEL CAMINO.

La anchura proyectada del camino de acceso a la balsa es de 4 metros con cunetas practicadas en el terreno natural en aquellos sitios del desmonte, teniendo inclinación en el desmonte los taludes de 1:1 y resto del camino con talud de 1,5:1 (H:V), igual inclinación del talud en la zona de terraplenes conforma la siguiente Fig nº 6.

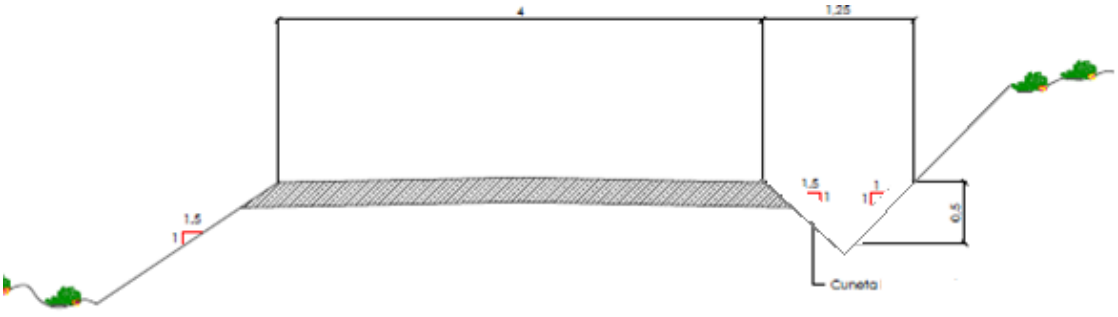


Fig nº 6. Sección tipo.

3.3. MEDICIONES MOVIMIENTO DE TIERRAS

Conforme el diseño tipo del camino con longitud 433 m dando servicio al embalse, según el perfil longitudinal y cuadro resumen de necesidades del M.T. que se detalla a continuación en el cuadro nº 1 de mediciones, con secciones transversales calculadas en cada perfil que dan un resultado de 634 m^3 en desmonte y de 839 m^3 de terraplén, aprovechando el mismo material para organizar el camino tipo zahorra.

	VOLUMENES			VOLUMENES			VOLUMENES	
P.K.	Terraplén (m3)	Excavación (m3)	P.K.	Terraplén (m3)	Excavación (m3)	P.K.	Terraplén (m3)	Excavación (m3)
0+000.000	0.00	0.00	0+170.000	770.11	38.08	0+350.000	838.61	401.14
0+004.665	0.00	9.22	0+180.000	801.33	38.08	0+355.156	838.61	420.99
0+010.000	1.81	13.05	0+190.000	822.90	38.08	0+360.000	838.61	437.74
0+020.000	14.05	13.05	0+200.000	836.53	39.95	0+370.000	838.61	468.26
0+030.000	29.94	13.05	0+200.856	836.80	40.29	0+380.000	838.61	504.33
0+032.490	33.70	13.05	0+210.000	837.86	52.02	0+386.009	838.61	524.91
0+040.000	45.92	13.05	0+220.000	837.86	79.23	0+390.000	838.61	533.62
0+050.000	70.35	13.05	0+230.000	837.86	104.70	0+396.008	838.61	543.47
0+060.000	102.69	13.05	0+240.000	837.86	119.37	0+400.000	838.61	549.58
0+060.315	103.70	13.05	0+250.000	837.86	134.64	0+406.006	838.61	562.39
0+070.000	119.12	25.36	0+260.000	837.86	158.25	0+410.000	838.61	572.15
0+080.000	125.54	38.08	0+270.000	837.86	189.30	0+420.000	838.61	600.55
0+090.000	136.01	38.08	0+280.000	837.86	218.40	0+430.000	839.10	629.33
0+100.000	170.20	38.08	0+290.000	837.86	247.54	0+432.799	839.68	634.33
0+107.418	240.63	38.08	0+293.451	837.86	258.03			
0+110.000	276.75	38.08	0+300.000	837.93	274.05			
0+120.000	418.46	38.08	0+302.186	837.95	278.58			
0+130.000	535.55	38.08	0+310.000	838.23	291.16			
0+140.000	609.44	38.08	0+310.921	838.29	292.34			
0+150.000	665.02	38.08	0+320.000	838.61	307.90			
0+154.137	686.98	38.08	0+330.000	838.61	331.24			
0+160.000	717.75	38.08	0+340.000	838.61	360.23			

Cuadro nº 1. Medición del M.T. del camino.

3.4. PASILLO DE CORONACIÓN.

El ancho mínimo de coronación de la balsa viene establecido por IEGP, según $C = 3 + 1,5 \cdot (H-15)^{1/3} = 3 + 1,5 \cdot (17 - 15)^{1/3} = 4,88$ m = 5 m.

El vial de coronación queda establecido en 5 m de ancho mínimo con una capa de zahorra de 20 cms de espesor compactada al 95% de P.M, quedando la sección de cuneta hormigonadas.

El pasillo de coronación se proyecta con una capa de aglomerado asfático.

3.5. CAPA DE RODADURA PASILLO CORONACIÓN.

Cálculos del espesor.

Método Massachusetts (carga directa sobre el terreno)

Expresión analítica: $P = R \times 4 e^2$ Donde despejando e, tenemos: $e = 0,25 \sqrt{P/R}$

En la que: P = Carga por rueda expresada en Kg.

R = Relación entre el "valor soporte" y la "carga dinámica" sobre el terreno (explanada) en Kg/cm2.

En el camino: P = 6.000 Kg./R = 2,40 Kg/cm2. Luego: $e = 0,5 \sqrt{6.000/2,40}$.

ESPESOR DE FIRME TOTAL = e = 25 cm.

Luego:

$25 = \lambda_1 e_1 + \lambda_2 e_2$

e_1 = 20 cm de zahorra Z1 con tamaño máximo granular de 2" y $\lambda_1 = 0,95$

e_2 = TTS 5 cm $\lambda_2 = 2,00$. El tratamiento superficial se proyecta con mezcla bituminosa asfñatica fría de granulometría continua con áridos 0/16 mm y Betún con densidad 2,25 t/m^3; modificado por polímeros o cauchos según experiencias de plantas de la zona de la Región de Murcia y ligantes bituminosos fabricados en frio para la nueva estructura.

Financiado por la Unión Europea
NextGenerationEU

GOBIERNO DE ESPAÑA
MINISTERIO DE AGRICULTURA, PESCA Y ALIMENTACIÓN

SOCIEDAD MERCANTIL ESTATAL DE INFRAESTRUCTURAS AGRARIAS
seiasa

COMUNIDAD DE REGANTES DE ALHAMA DE MURCIA

ANEJO Nº 11.4.

BALSA.
CÁLCULOS MECÁNICOS.

ANEJO Nº 11.4.

CÁLCULOS MECÁNICOS.

Índice:

1. CÁLCULOS GENERALES DEL MÉTODO DE GRAVEDAD. 3
1.1. PESO PROPIO 3
1.2. PRESIÓN HIDROESTÁTICA. 3
1.3. SISMICIDAD. 3
1.4. PESO DEL AGUA SOBRE EL PARAMENTO AGUA ARRIBA. 3
1.5. FENÓMENO DE OLEAJE. 3
1.6. OTRAS ACCIONES. 3
2. ESTABILIDAD ESCOLLERAS. 5
2.1. ALIVIADERO. 6
2.2. DESAGÜE DE EMERGENCIA 6
3. GEOMEMBRANA. 7
3.1. ESPESOR DE LA GEOMEMBRANA. 8
3.2. LASTRADO. 10

1. CÁLCULOS GENERALES DEL MÉTODO DE GRAVEDAD.

1.1. PESO PROPIO

La balsa responde en su diseño al cerramiento de un dique con material granular extraídos en la formación del vaso, los cuales se construyen con una densidad al menos de 2,1 t/m^3.

1.2. PRESIÓN HIDROESTÁTICA.

Es la correspondiente a la altura del agua que se corresponde con 13,5 m y que ejerce presión sobre el paramento.

1.3. SISMICIDAD.

Al ser la cortina (altura) de agua de poca identidad, no se tiene en cuenta en este cálculo.

1.4. PESO DEL AGUA SOBRE EL PARAMENTO AGUA ARRIBA.

Son el esfuerzo vertical que ejerce la columna de agua sobre el paramento, que tampoco se tiene en cuenta.

1.5. FENÓMENO DE OLEAJE.

Debido al bajo “fetch” de superficie y profundidad, los fenómenos del oleaje son insignificantes sobre la pared del dique. Tampoco se tiene en cuenta.

1.6. OTRAS ACCIONES.

La presión que pudiese originar por las placas del hielo no procede en estas latitudes, así tampoco se derivan fenómenos de sub-presión en los intersticios del dique, al poseer éste una barrera impermeable y los sedimentos son inexistentes o al menos insignificantes en el cálculo del embalse.

Los objetivos a conseguir con el cálculo son:

- Para que exista la estabilidad de la cortina, bajo cualquier condición de fuerzas

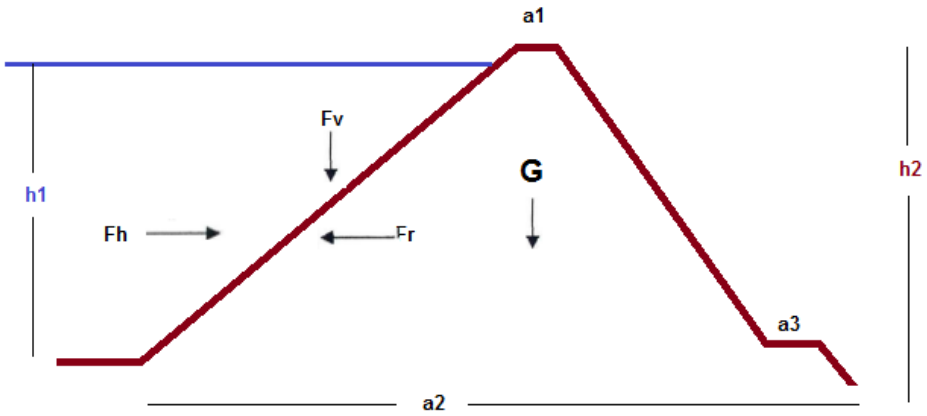
horizontales y verticales, que actúan en ella se deberá oponer otra producida por la reacción del dique, del terreno, que deberá de ser igual y contraria a la resultante de la combinación de todas las demás cargas que actúan sobre la cortina. El terreno deberá de tener capacidad de carga superior a la solicitada.

- Los riesgos a tener en cuenta son deslizamientos y vuelco. Esta última es imposible por el diseño del dique con una amplia base de asiento con respecto a la altura. El problema más común que se ocasiona en las balsas, conforme a la experiencia, son el deslizamiento (parcial), por lo que procederemos al cálculo de éste.

La fuerza horizontal de la masa de agua tiende a empujar el dique en esa dirección. Esta tendencia se ve frenada por la resistencia producida por la fricción y por la resistencia al corte, cuestión que en los diques de las balsas, al estar formado por materiales granulares (flexibles, adaptables) no existe la resistencia al corte.

El factor de deslizamiento permisible es el coeficiente de fricción estática entre dos superficies de deslizamiento, reducido por un factor de seguridad conveniente. La infraestructura es segura cuando se cumple:

$$F_v \cdot \sigma \geq \mu \cdot F_h$$



Fv = Resultante de las fuerzas verticales (Fv + G). Fuerzas estabilizadoras.
ρ = Coeficiente de deslizamiento o fricción
μ = Coeficiente de seguridad
Fh = Resultante de las fuerzas horizontales de empuje (Fv). Fuerzas desestabilizadoras.

Fig nº 1. Fuerzas y datos de actuaciones.

Datos:

.a1 = 5 m

.a2 = 37,5 + 5 + 19,5 + 2,5 = 64,5 m

.a3 = 2,5 m

σ = 0,4

.h1 = 13,5 m

.h2 = 15 m

Densidad = 2,1 t/m^3

La F_v por el factor de seguridad será inferior al producto del peso del dique por el factor de fricción, aunque también habría que aplicar como efecto estabilizador, la fuerza vertical actúa en el talud interior, donde no se aplica para estar del lado de la seguridad. Las fuerzas actuantes en un metro de canto en ambos lados del dique actúan de manera estabilizante y desestabilizadora, donde deberán de cumplir:

$$\mathbf{F_{EST} = F_{DES} \cdot 1,5}$$

$\mathbf{F_{EST} = F_V}$

$\mathbf{F_{DES} = F_h}$

$\mathbf{F_{EST}}$ = 521,25 m^3 · 2,1 t/m^3 = 1.094,63t

$\mathbf{F_{DES} = ½ \cdot 1\ t/m^3 \cdot 13,5^2\ m \cdot 1\ m \cdot 2,69\ m = 245,13\ t}$

$\mathbf{F_v \cdot \sigma \geq \mu \cdot F_h \rightarrow 1042,5 \cdot 0,4 \geq 245,13 \cdot \mu \rightarrow \mu = 1,70;\ \mu \geq 1,5}$

El momento volcador: $M_{EST} > M_{VOLC} \cdot 2,5$

M_{EST} = 521,25 · 33,5 = 17.470,25 tm

M_{VOLC} = 245,13 ·4,5 = 1.103,08 tm

Coeficiente de seguridad vuelco = 17.470,25 / 1.103,08 = 15,83 > 2,5

Del cálculo del peso del dique y del empuje del agua, se deduce que cumple a estabilidad en el empuje y del vuelco y que el diseño dimensionado son más que suficientes para oponerse a las fuerzas actuantes en el mismo.

2. ESTABILIDAD ESCOLLERAS.

Se procede al cálculo de la dimensión de la escollera desde el punto de vista de su estabilidad en el punto de vertido del aliviadero y del desagüe de emergencia en la rambla, así como el rastrillo del desagüe de emergencia en la rambla con su doble función

del desagüe de emergencia y limpieza conducida por una tubería de DN 630 mm en vertido de pozo en el cauce natural.

2.1. ALIVIADERO.

Para determinar la estabilidad del rastrillo frente al arrastre del agua, se calcularán las dimensiones mínimas del peso y diámetro del enrocado de protección, mediante la expresión de la fórmula de ISBACH, tomando en consideración la velocidad del flujo para el caudal de diseño en cada caso.

La expresión de ISBACH para piedras trabadas, es la siguiente:

$$vmax = 1{,}2 \cdot \sqrt{[2 \cdot g \cdot (s - 1) \cdot ds]} \cdot \cos\ (\theta)$$

Donde,

$vmax$: Velocidad máxima admisible sobre la escollera (m/s).

g: Aceleración de gravedad (m/s^2).

ds: Diámetro de la escollera (m).

s: Densidad específica de los sólidos.

θ: Ángulo que forma la escollera con respecto a la horizontal (°).

Aplicados al caso que nos ocupa los resultados son los siguientes:

Se adopta la velocidad máxima de alivio del diseño de 3,48 m/s.

Conceptos	Valor:
ρ (t/m3) // Densidad escollera	2,039
γ (kN/m3) // Peso específico escollera	20
i (m/m) // Ángulo de inclinación del canal	1%
(grados) // Ángulo de inclinación del canal	0,57º
V (m/s) // Velocidad del agua	3,48

Cuadro nº 1.

Nos da un valor de espesor de piedra trabada de dimensiones de 0,41 m, estando por debajo del espesor valorado en el proyecto y por lo tanto del lado de la seguridad.

2.2. DESAGÜE DE EMERGENCIA

Con respecto al alivio del desagüe, la velocidad es de 1,1 m/s.

Conceptos	Valor:
ρ (t/m3) // Densidad escollera	2,039
γ (kN/m3) // Peso específico escollera	20
i (m/m) // Ángulo de inclinación del canal	1%
(grados) // Ángulo de inclinación del canal	0,57º
V (m/s) // Velocidad del agua	1,1

Cuadro nº 2.

La altura de piedra trabada con hormigón arroja un resultado de tan sólo 4 cm, aunque este dato es relativo, debido a los efectos de socavación que puede inducir la rambla en la obra, cuya protección con encachado de piedra trabada con masa de hormigón con un metro de altura, predice su protección en un lecho de materiales sueltos, pero de escasos caudales, debido a la anulación de la cuenca por la extracción de áridos de la cantera, desapareciendo la misma.

3. GEOMEMBRANA.

En el uso constructivo de los geosintéticos en el embalse, se analizan las solicitudes requeridas en la lámina que pasan por la intervención de factores de fluencia en la composición de dicho material, formado por polímeros de moléculas cuyas características le confieren la resistencia del material con el valor requerido en el diseño.

Sus propiedades físicas y mecánicas adquieren notable importancia en el diseño constructivo, conforme el espesor de la lámina y lastrado, debiendo obtenerse un factor de seguridad (FS) mayor de uno.

$FS_{=}$ Resistencia de la lámina / Resistencia requerida = / > 1.

La resistencia de la lámina viene determinada por los ensayos del laboratorio que simulan las condiciones reales requeridos por el proyecto sobre los factores de tensiones del diseño del vaso, donde el “cuelgue” de la lámina en el talud, produce la demanda en elongación y fluencia en la lámina (termo-plástica), cuyas solicitudes producen en el anclaje, diferentes tensiones o fuerzas, según el siguiente esquema.

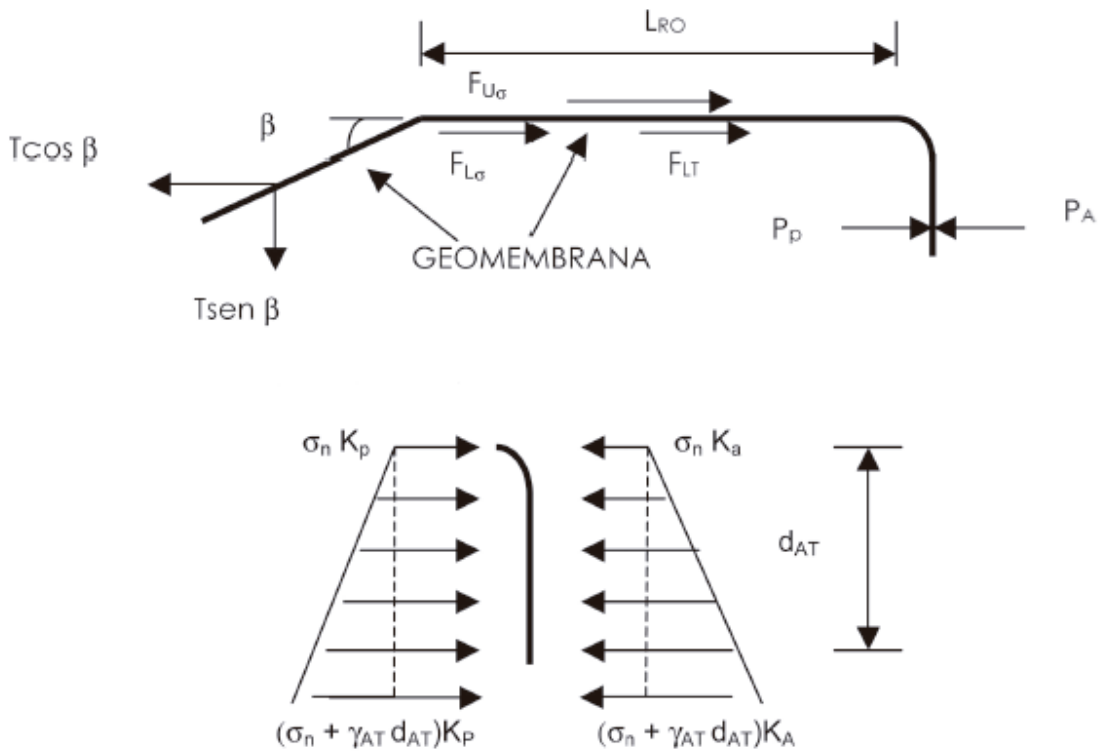


Fig nº 2. Fuerzas actuantes en la geomembrana en talud y zanja de anclaje.

3.1. ESPESOR DE LA GEOMEMBRANA.

El espesor necesario de la geomembrana dependerá del polímero conforme la fabricación de la lámina, en nuestro caso de PEAD, donde comprobaremos en sus características físicas y mecánicas los datos aportados por el laboratorio sobre la tracción.

Para el cálculo del espesor se realiza un equilibrio límite teniendo en cuenta la posible deformación en la geomembrana como se muestra en la figura nº 2.

$$T \cos \beta = F_{L\sigma} + F_{LT}$$

$$T \cos \beta = \tan \delta_L (x) + 0.5\,(2T \sin \beta / x)\,(x) \tan \delta_L$$

$$T = \frac{x\,(\tan \delta_L)}{\cos \beta - \sin \beta \tan \delta_L}$$

La tensión inducida en la geomembrana es igual al esfuerzo admisible por el espesor.

$$T = \sigma_{adm}\, e$$

Donde:

T = Tensión movilizadora en la geomembrana

σ_{adm} = Esfuerzo admisible en la geomembrana

e = Espesor de la geomembrana

$$e = \frac{\sigma_n \, x \, (\tan \delta_U + \tan \delta_L)}{\sigma_{adm} \, (\cos \beta - \sin \beta \tan \delta_L)}$$

Donde:

β = Ángulo que forma el movimiento de la geomembrana a tensión con la horizontal = 21,8º (talud 2,5 H : 1 V)

δ_U = Ángulo de fricción entre la geomembrana y el material superior (ASTM D 5321).

δ_L = Ángulo de fricción entre la geomembrana y el material inferior (ASTM D 5321)

X (L_{RO}) = Longitud de movilización de la deformación de la geomembrana.

σ_n = h (calado máximo) · Capacidad portante del terreno como base = 15,5 m · 20 KN/m^3 = 310 KN/m^2.

Ángulos de fricción geomembrana - suelo y geomembrana - geotextil
Según ensayo ASTM D 5321

Tipo De Geomembrana	Tipo De Geotextil	Tipo De Suelo - Arena		
HDPE	no tejido Punzonado	ϕ = 30°	ϕ = 28°	ϕ = 26°
Texturizada	32°	30° (100%)	26° (92%)	22° (83%)
Lisa	8°	18° (56%)	18° (61%)	17° (63%)

Tabla nº 1.

δ_U = 30º al ser una geomembrana texturizada y cubrirse con material granular tipo A-1 /A-3 en la zanja de anclaje (ASTM D 5321).

δ_L = 32º con la fricción de la geomembrana texturizada y el geotextil colocado de base de 300 g instalado (ASTM D 5321)

X (L_{RO}) = 50 mm (justo el borde).

σ_{adm} = Según Designing with Geosynthetic Cap 5, 5 Ed; el mayor esfuerzo soportado por las geomembranas de PEAD es de 15 MPa.

Tendremos:

e = 310 · 0,05 · (0,577 + 0,025) / 15000 · [0,93 – (0,37 · 0,63)] = 18,63 / 10.446,44 = 0,00178 m = 1,78 mm

FS_g = 2 mm / 1,78 mm = 1,12 (OK).

La geomembrana elegida de PEAD texturizada en una de su cara de 2 mm, cumple el requisito de tener un factor de seguridad mayor a 1.

3.2. LASTRADO.

El lastrado de la lámina se realiza mediante anclaje de la lámina en una zanja separada 0,5 m con dimensiones de 0,5 m de ancho y 0,7 m de altura en profundidad, donde se intala la lámina para ser rellenada luego por el material extraido y compactado, donde mas tarde se forma una capa de zahorra de 20 cms en el pasillo de coronación, cubriendo esta zona y más tarde, se rellena con hormigón de masa tomando una barrera de prefabricados como bordillos anti-oleajes, confiriendo un peso añadido.

En estos elementos se dejanran sin unir los extremos para facilitar el drenaje del pasillo hacia el interior del vaso.

En el cálculo siguiente, se analiza el tapado de la zanja con la tierra extraida y compactada al 98 % P.M.

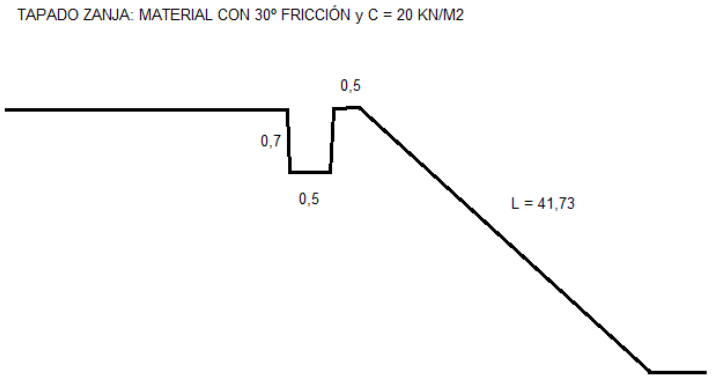


Fig nº 3. Sección pasillo con excavación para lastrado de lámina.

Comprobaciones de esfuerzos:

$$F.S. = \frac{(W \cos \beta) \tan \delta_u (L) + Tadm}{W \sin \beta (L)}$$

$W = 0,7 \cdot 0,5 \cdot 20 = 7$ KN/m

$\beta = 21,8º$

$\delta_U =$ 30º al ser una geomembrana texturizada y lastrarse con material granular tipo A-1/A-3 en zanja de anclaje (ASTM D 5321).

$L = 0,5 + 41,73 = 42,23$ m

$T_{adm} = \sigma_{adm} \cdot e = 15.000 \cdot 0,002 = 30$

$Fs = (7 \cdot 0,93 \cdot 0,58 \cdot 42,23) + (15.000 \cdot 0,002) / 7 \cdot 0,37 \cdot 42,23 =$ 159,45 + 30 / 109,38 = 1,73 (OK).

BIBLIOGRAFÍA:

• KOERNER R.M., Designing with Geosynthetics, 5 ED., U.S.A., 2005.

• Primer Simposio Suramericano de Geosintéticos, Geosintéticos 1999.

El efecto de succión del viento, es otro de los problemas que tienen la balsa. La dirección predominante que se presenta en el valle de Guadalentín, es la coincidente con la dirección Oeste predominante y con mayor fuerza, en el periodo invernal.

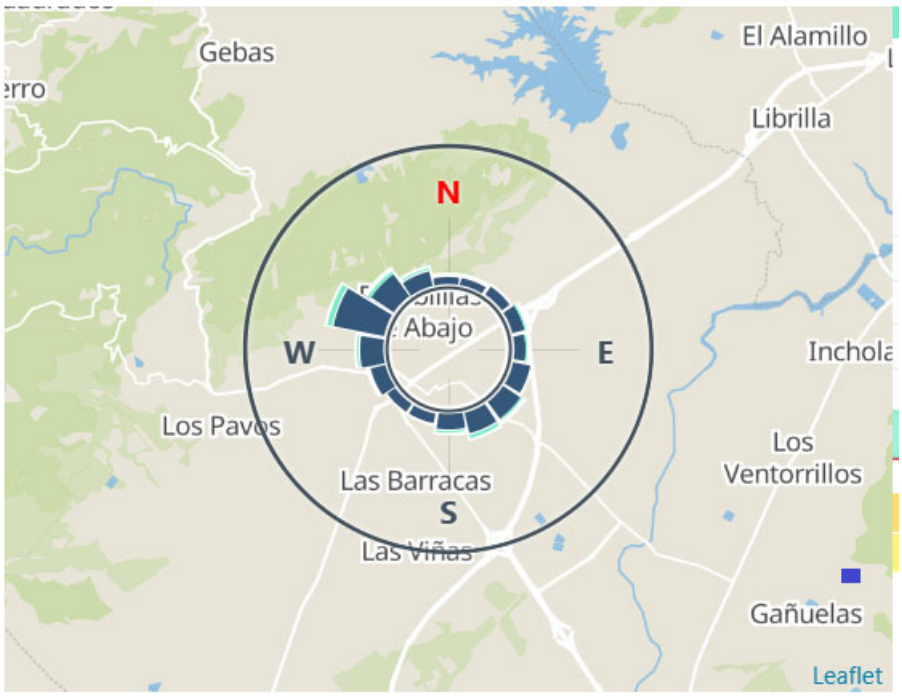
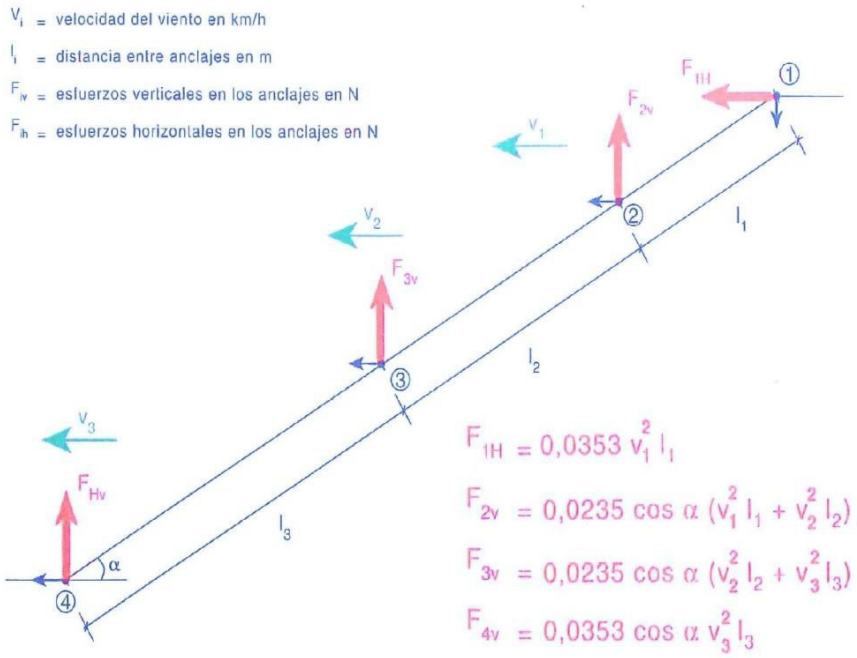


Fig. nº 4. Dirección del viento y fuerza máxima predominantes.

Los datos máximos que se pueden alcanzar rondarían los 112 km/h. Para evitar los

efectos de succión del viento, se organizan pesos en el lastrado del pasillo de coronación con el bordillo perimetral, rellena la zanja de tierra y de hormigón.

La formulación matemática para su dimensionamiento está recogida en el *Manual para el diseño, construcción y explotación de embalses impermeabilizados con membranas*:



La velocidad del viento coincidente en el pasillo de coronación, en su lado Oeste, se correspondería con una minoración de 102 Km (efecto deflactor del bordillo) y de estar vacío el embalse, tendría en el fondo una velocidad de 68 Km/h, siendo la separación del anclaje del pasillo con el fondo de una longitud de 41,73 m.

El peso del lastrado del anclaje, es el del bordillo de hormigón junto con su cimentación. La sección del pretil y cimentación es de 0,32 m^2, lo que supone un peso de 0,32 x 2,3 = 736 Kg = 7.218 N.

Se aminora el deslizamiento en 0,75; R = 5.413,5 N

Para el anclaje L1 se organiza una rueda de neumático de 0,6 m de diámetro y altura de 0,3 m rellena de hormigón, distanciado en 5 metros de la arista del pasillo de coronación, cuyo peso sería:

Peso = $(0{,}3^2 \cdot 3{,}14) \cdot 0{,}3 = 0{,}08\ m^3 \cdot 2{,}4\ t/m^3 = 203\ kg = 1.995{,}38\ N$

Se aminora un 75 % por deslizamiento. R = 1.496 N.

R1 = 5.413,5 + 1496,5 = 6.910 N

La longitud del anclaje estaría situada a los 5 metros del pasillo, L1 = 5 m y la longitud del fondo entre el anclaje previsto, daría L2 = 36,73 m (41,73 – 5). La altura del vaso es de 15,5 m y talud 2,5/1.

Con estos valores, las fuerzas actuantes del viento serían:

$F1 = 0{,}0353 \cdot 102^2 \cdot 5 = 1.836$ N.

$F2 = 0{,}0353 \cdot 0{,}93 \cdot 68^2 \cdot 36{,}73 = 5.576$ N.

R1: La resistencia a la fuerza F1, es la del lastrado de neumático junto con la oposición del lastrado del pasillo: 6.910 N

Coeficiente: 6.910 / 1.836 = 3,76 > 1,5

Vemos que en el fondo del embalse se produce el mayor esfuerzo de tracción por succión del viento.

Normalmente el embalse tendrá el peso del agua en condiciones normales.

Para este esfuerzo de resistencia en vacío, sin contemplar el anclaje de la toma, tenemos los tres pesos de los lastrados de islas con sus 4 pesos de neumáticos rellenos de hormigón, un total de 23.944,56 N

R2 = 23.944,56 N

Coeficiente: 23.944,56 / 5.576 = 4,29 > 1,5

Queda garantizada la seguridad de la barrera impermeable diseñada con estos lastres de neumáticos rellenos de hormigón, frente a la succión del máximo viento sobre la lámina.

Financiado por la Unión Europea
NextGenerationEU

GOBIERNO DE ESPAÑA
MINISTERIO DE AGRICULTURA, PESCA Y ALIMENTACIÓN

SOCIEDAD MERCANTIL ESTATAL DE INFRAESTRUCTURAS AGRARIAS
seiasa

COMUNIDAD DE REGANTES DE ALHAMA DE MURCIA

ANEJO Nº 11.5.

BALSA.
CÁLCULOS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.

Financiado por la Unión Europea
NextGenerationEU

GOBIERNO DE ESPAÑA
MINISTERIO DE AGRICULTURA, PESCA Y ALIMENTACIÓN

SOCIEDAD MERCANTIL ESTATAL DE INFRAESTRUCTURAS AGRARIAS
seiasa

COMUNIDAD DE REGANTES DE ALHAMA DE MURCIA

ANEJO Nº 11.5.
ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE TALUDES.

(**EXTRAIDO DEL INFORME DE GEOTECNIA, ENCONTRANDOSE EL DOCUMENTO COMPLETO EN EL ANEJO Nº 7).**

Como parámetros geomecánicos se pueden adoptar, como más representativos para las condiciones en que se encuentra el suelo, los de: Densidad aparente γ = 22 kN/m³, ϕ = 36º y modulo de deformación E= 40 Mpa.

En las condiciones de puesta en obra para la formación de los terraplenes y muros de tierra se adoptaran: Densidad aparente γ = 21 kN/m³, ϕ = 37º y modulo de deformación E= 35 Mpa.

No hemos aportado datos de cohesión ya que, aunque en el ensayo de corte directo se han obtenido valores, estos no resultan representativos, estos suelos granulares suelen carecer de cohesión por la falta de finos, situación que se pudo comprobar durante la ejecución de las calicatas, con algún pequeño desprendimiento en los estratos superficiales menos cementados.

Su excavación, aunque **algo dificultosa** por la presencia de bolos y estratos cementados, podrá realizarse mediante métodos convencionales, siendo su consideración como **excavación en tierra** según el PG-3 y en algún caso, para los niveles más cementados, de **excavación en transito**.

Por ultimo no se detecto la presencia de nivel freático en el interior de los sondeos ni de las calicatas durante la ejecución de los trabajos.

5. ANALISIS DE ESTABILIDAD Y CONDICIONES DE APOYO DE LOS TERRAPLENES.

Analizamos las condiciones de estabilidad y cimentación de los terraplenes y taludes del embalse partiendo de los datos aportados como características constructivas, ya indicados en el capitulo de introducción:

- Altura de dique: 15 m
- Pasillo de coronación: 5.0 m
- Cota del pasillo de coronación: 234.50 m.s.n.m.
- Cota del fondo: 219.00 m.s.n.m.
- Cota berma dique: 224.50 m.s.n.m.
- Talud interior (V/H): 1/2.5
- Talud exterior (V/H): 1/1.5

Registro Mercantil de Murcia, Tomo Mu-429, Folio 28, Hoja Mu-7945, inscripción 2ª - C.I.F.: B-30039184

Documento visado por el Colegio de Ingenieros Técnicos de Obras Públicas con número de VISADO: 66210360VR/1 a fecha: 27/10/2021
Consulte la validez del documento con código BD3LVXFEYWTF8LO en https://citop.e-visado.net/csv/BD3LVXFEYWTF8LO

Laboratorio habilitado para la realización de ensayos para el control de calidad de la edificación según R.D. 410/2010 nº de registro MUR-L-005.
MIEMBRO AENOR Y AEND

Cálculos de estabilidad.-

En este capitulo vamos a comprobar la estabilidad de los taludes proyectados para los terraplenes y los desmontes en tres situaciones:

-Estabilidad estática, situación en fase final de construcción. Embalse terminado, vacío y considerando un tráfico en coronación de 15 t.

-Estabilidad dinámica, situación embalse terminado, balsa llena y consideraciones sísmicas.

-Saturación del cuerpo del dique. Rotura de la lámina impermeabilizante.

Para ello adoptaremos los siguientes parámetros geomecánicos en cada nivel, considerando los valores más representativos de los obtenidos en los ensayos de laboratorio realizados a las muestras:

NIVEL	c (kPa)	ϕ	E (Mpa)	γ (KN/m³)
Terraplén	10(*)	37°	35	21.0
Sustrato gravas	10(*)	36°	40	22.0

(*) Adoptamos para los cálculos un valor de cohesión minima de 10 kPa, obtenida a partir de correlaciones empíricas ya que los ensayos de laboratorio no arrojan valores representativos.

Utilizamos el método computerizado de Bishop, y modelizando el perfil del terreno con las alturas de talud, inclinación y lamina de agua aportados.

Realizamos el análisis para el talud interior y exterior del terraplén de mayor altura (14 m), siendo este el más desfavorable, así como el talud interior resultante de los desmontes.

Para los cálculos de estabilidad dinámica, consideraremos un coeficiente sísmico horizontal de 0.15, obtenido a partir de un coeficiente de suelo de c =1.3, una aceleración básica de ab= 0.11 y un coeficiente de riesgo ro =1.3.

Registro Mercantil de Murcia, Tomo Mu-429, Folio 28, Hoja Mu-7945, Inscripción 2ª - C.I.F.: B-30039184

Documento visado por el Colegio de Ingenieros Técnicos de Obras Públicas con número de VISADO: 66210360VR/1 a fecha: 27/10/2021
Consulte la validez del documento con código BD3LVXFEYWTF8LO en https://citop.e-visado.net/csv/BD3LVXFEYWTF8LO

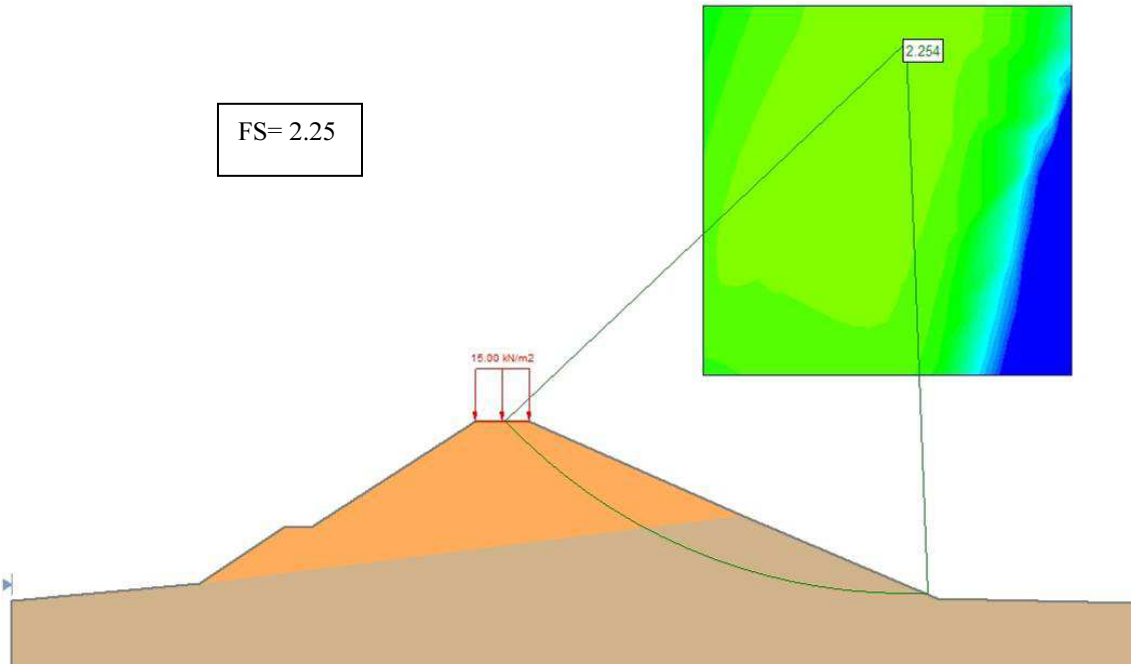
Laboratorio habilitado para la realización de ensayos para el control de calidad de la edificación según R.D. 410/2010 nº de registro MUR-L-005.
MIEMBRO AENOR Y AEND

Se han obtenido los siguientes factores de seguridad, que reflejan las diferentes figuras, resultado del análisis del modelo computerizado, para cada caso:

DIQUE DE TIERRAS

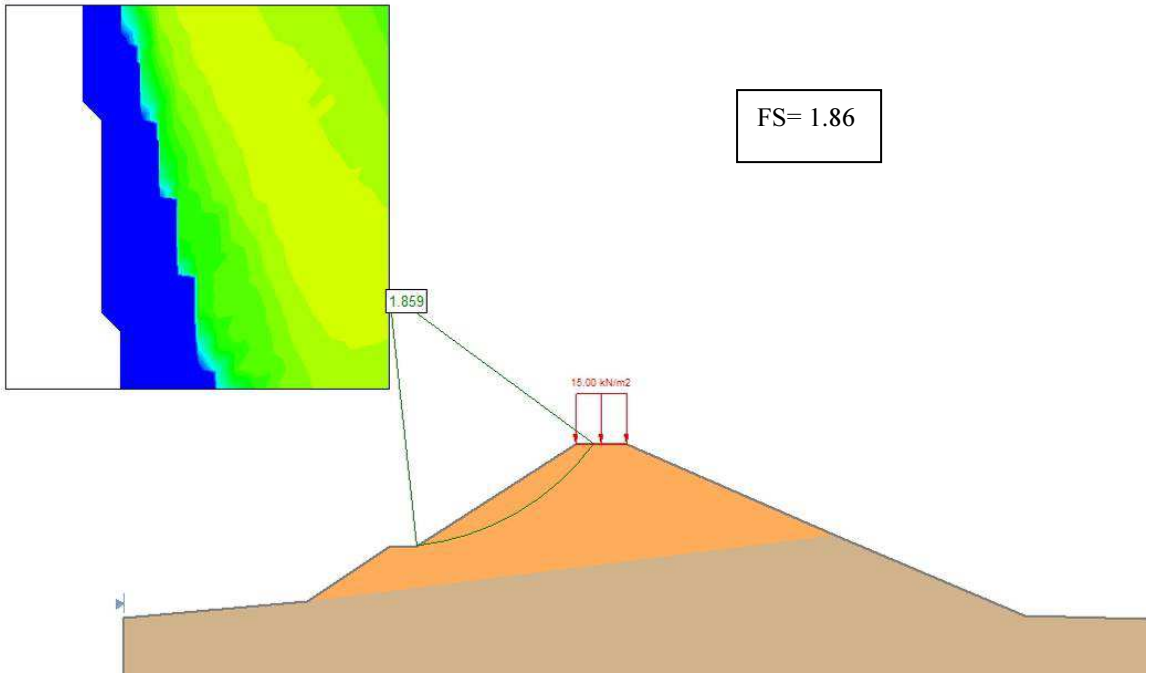
* Talud interior, fase final de construcción

FS= 2.25



* Talud exterior, fase final de construcción

FS= 1.86

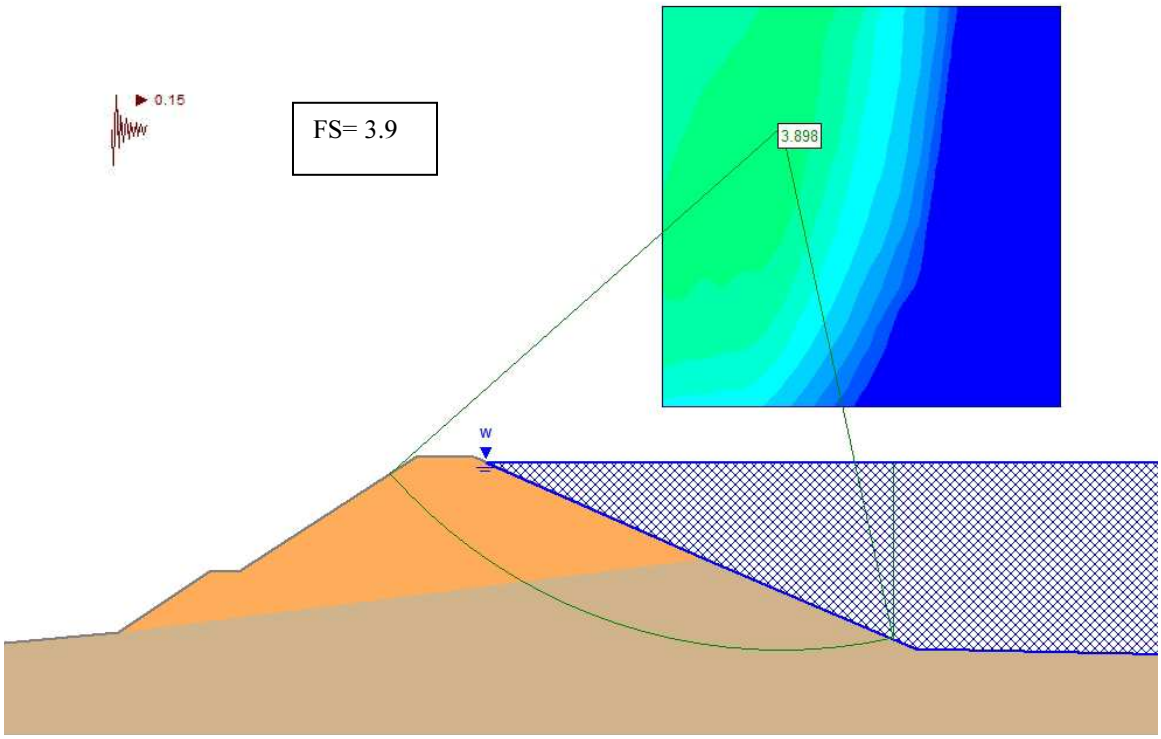


Registro Mercantil de Murcia, Tomo Mu-429, Folio 28, Hoja Mu-7945, inscripción 2ª - C.I.F.: B-30039184

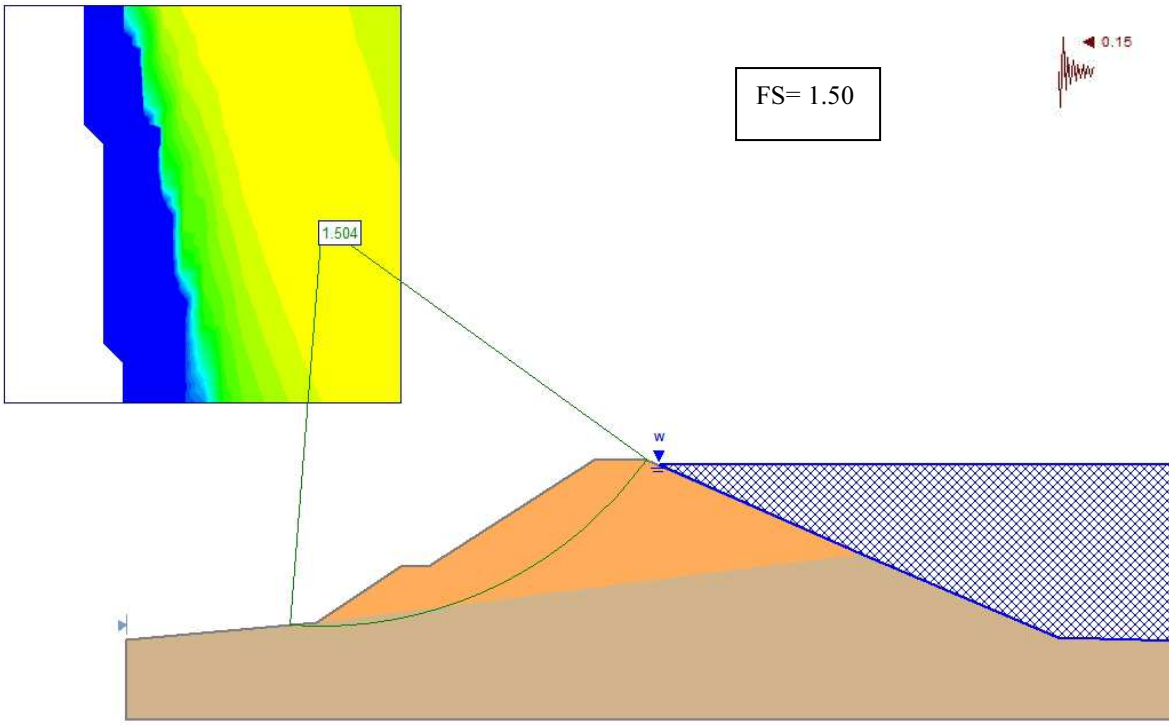
Documento visado por el Colegio de Ingenieros Técnicos de Obras Públicas con número de VISADO: 66210360VR/1 a fecha: 27/10/2021
Consulte la validez del documento con código BD3LVXFEYWTF8LO en https://citop.e-visado.net/csv/BD3LVXFEYWTF8LO

Laboratorio habilitado para la realización de ensayos para el control de calidad de la edificación según R.D. 410/2010 nº de registro MUR-L-005.
MIEMBRO AENOR Y AEND

*Talud interior, embalse lleno y con acciones sísmicas



*Talud exterior, embalse lleno y con acciones sísmicas

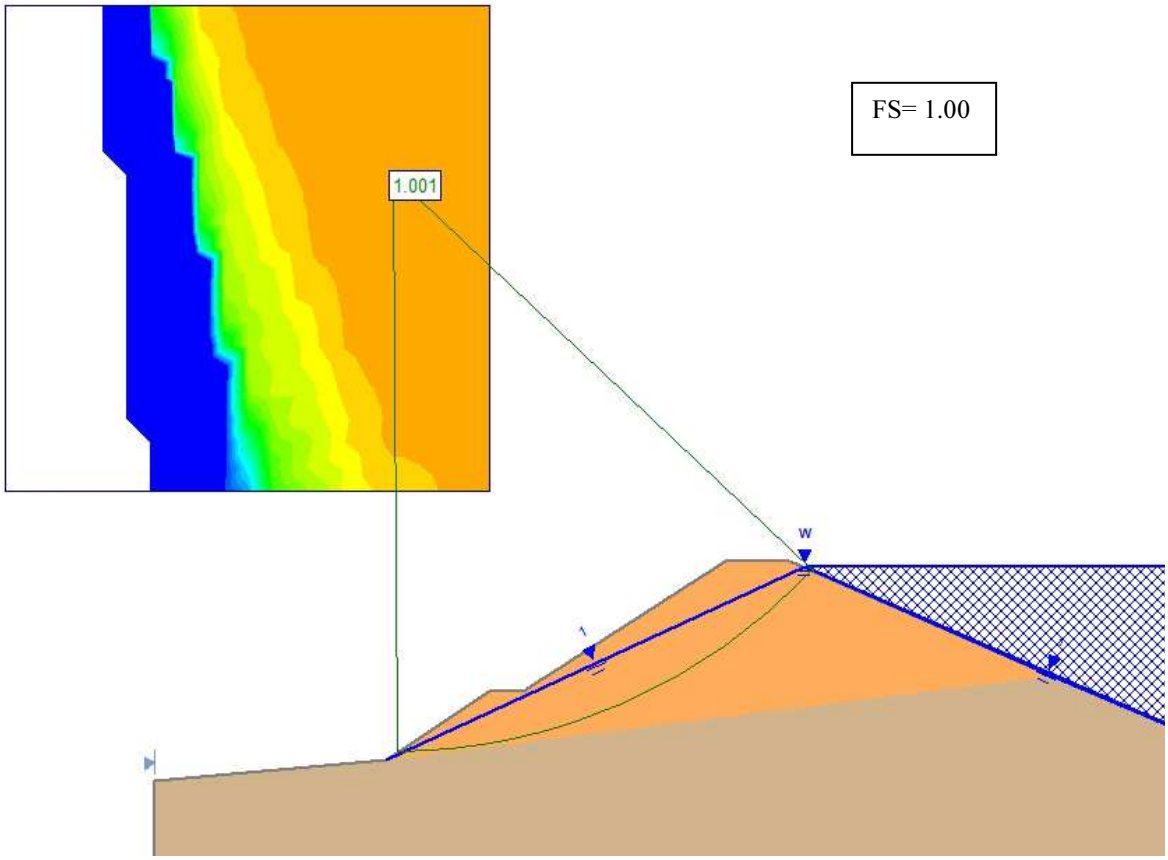


Registro Mercantil de Murcia, Tomo Mu-429, Folio 28, Hoja Mu-7945, Inscripción 2ª - C.I.F.: B-30039184

Documento visado por el Colegio de Ingenieros Técnicos de Obras Públicas con número de VISADO: 66210360VR/1 a fecha: 27/10/2021
Consulte la validez del documento con código BD3LVXFEYWTF8LO en https://citop.e-visado.net/csv/BD3LVXFEYWTF8LO

Laboratorio habilitado para la realización de ensayos para el control de calidad de la edificación según R.D. 410/2010 nº de registro MUR-L-005.
MIEMBRO AENOR Y AEND

* Talud exterior. Consideraciones para saturación del cuerpo del dique por rotura de lámina impermeabilizante:



Los factores de seguridad obtenidos, tanto para fase de construcción como para embalse terminado, cumplen con el mínimo exigido de 1.5, siendo el más desfavorable el de talud exterior en fase terminada y con acciones sísmicas. Estos valores, tan ajustados a los mínimos, se deben principalmente a que se trata de materiales muy granulares, con muy pocos finos y por lo tanto una baja cohesión.

Por esta misma circunstancia de ausencia de finos y baja cohesión del terreno, en la situación de rotura de lámina el factor de seguridad se ve reducido a 1.0, lo que significa que en ese caso, de producirse la rotura de la lámina, el margen de seguridad frente al deslizamiento seria mínimo.

Registro Mercantil de Murcia, Tomo Mu-429, Folio 28, Hoja Mu-7945, Inscripción 2ª - C.I.F.: B-30039184

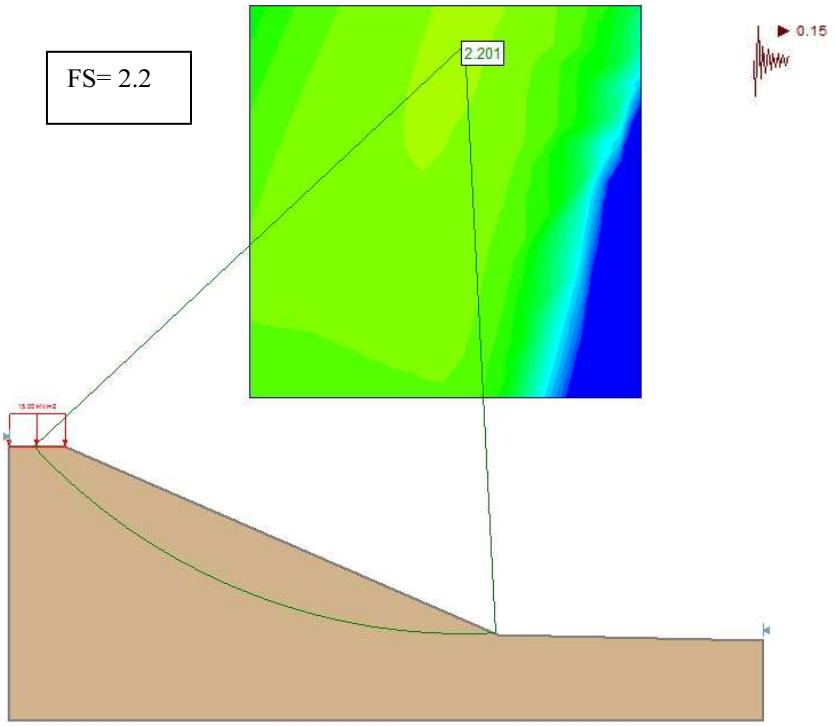
Documento visado por el Colegio de Ingenieros Técnicos de Obras Públicas con número de VISADO: 66210360VR/1 a fecha: 27/10/2021
Consulte la validez del documento con código BD3LVXFEYWTF8LO en https://citop.e-visado.net/csv/BD3LVXFEYWTF8LO

Laboratorio habilitado para la realización de ensayos para el control de calidad de la edificación según R.D. 410/2010 nº de registro MUR-L-005.
MIEMBRO AENOR Y AEND

TALUD DESMONTE

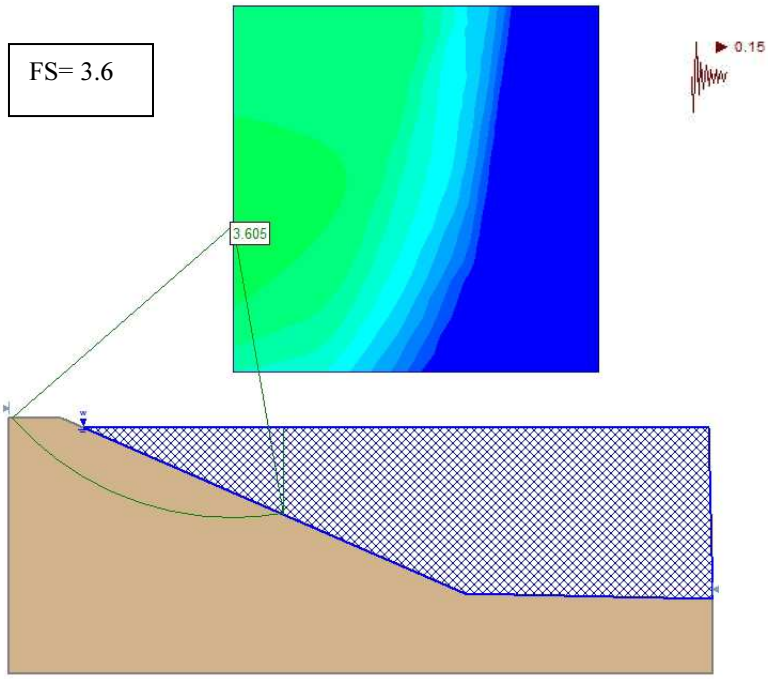
* Para la situación en fase final de construcción:

FS= 2.2



* Para la situación de embalse lleno, con acciones sísmicas:

FS= 3.6



Registro Mercantil de Murcia, Tomo Mu-429, Folio 28, Hoja Mu-7945, Inscripción 2ª - C.I.F.: B-30039184

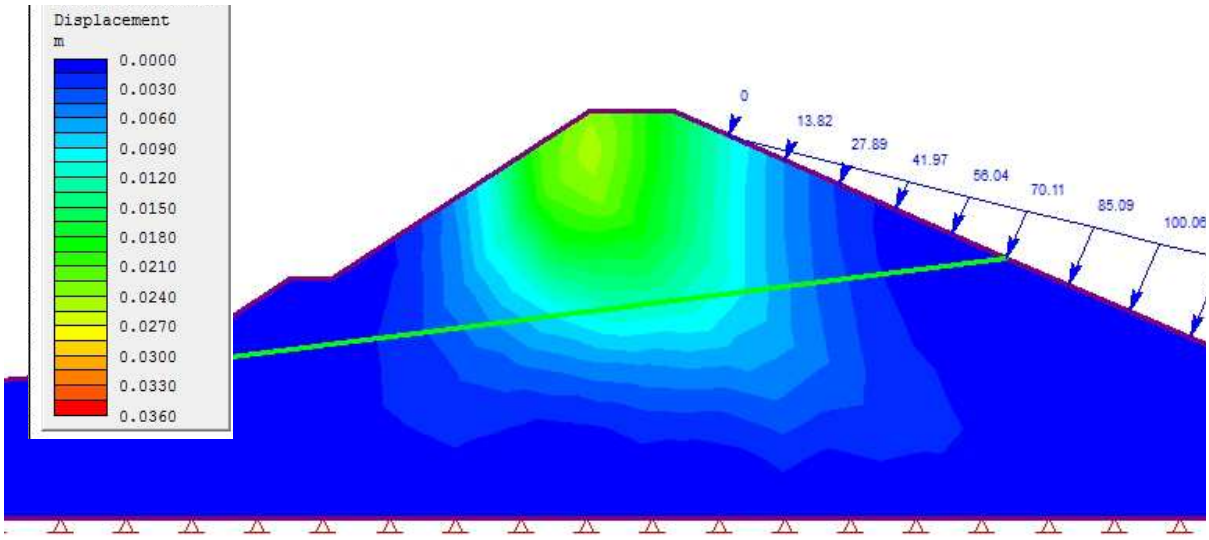
Documento visado por el Colegio de Ingenieros Técnicos de Obras Públicas con número de VISADO: 66210360VR/1 a fecha: 27/10/2021
Consulte la validez del documento con código BD3LVXFEYWTF8LO en https://citop.e-visado.net/csv/BD3LVXFEYWTF8LO

Laboratorio habilitado para la realización de ensayos para el control de calidad de la edificación según R.D. 410/2010 nº de registro MUR-L-005.
MIEMBRO AENOR Y AEND

En ambos casos, para taludes en desmonte, se obtienen factores de seguridad aceptables.

Por lo tanto, **los taludes diseñados serán estables a deslizamiento a corto y largo plazo, siempre y cuando las características de compacidad de las tierras que forman los terraplenes y su base de apoyo se mantengan**. **Mientras que la estabilidad del dique de tierras seria minima, sin margen de seguridad, frente a la rotura de lámina.**

Por otro lado, el asiento máximo que experimentará el embalse en la situación más desfavorable, con la mayor altura de terraplén, será de unos 0.6 cm en la base y 3 cm en coronación, tal y como señala la siguiente figura del cálculo realizado por el método de elementos finitos:



Condiciones de cimentación.-

Para analizar el apoyo del dique de tierras en su zona de mayor altura, se hicieron coincidir el sondeo nº 4 y la calicata nº 4, donde se detecta un nivel inicial de tierra vegetal de 20/40 cm, que tendrá que ser eliminado como desbroce, y las gravas cementadas en todo el perfil investigado. También en el resto de terraplenes se tendrán que eliminar los primeros centímetros de tierras vegetales y rellenos.

Registro Mercantil de Murcia, Tomo Mu-429, Folio 28, Hoja Mu-7945, inscripción 2ª - C.I.F.: B-30039184
Documento visado por el Colegio de Ingenieros Técnicos de Obras Públicas con número de VISADO: 66210360VR/1 a fecha: 27/10/2021
Consulte la validez del documento con código BD3LVXFEYWTF8LO en https://citop.e-visado.net/csv/BD3LVXFEYWTF8LO

Laboratorio habilitado para la realización de ensayos para el control de calidad de la edificación según R.D. 410/2010 nº de registro MUR-L-005.
MIEMBRO AENOR Y AEND

En estas condiciones se podrá adoptar como tensión admisible del terreno un valor de unos **4 kg/cm²**, **siempre y cuando se garantice que la base de apoyo no se ve alterada por filtraciones de agua o perdidas del embalse, en cuyo caso se producirían deformaciones.**

Condiciones de excavación.-

En cuanto a la "ripabilidad" de los materiales, los niveles de rellenos y tierra vegetal se podrán excavar sin problemas mediante medios convencionales, siendo su consideración de **excavación en tierra** según el PG-3. Para el resto del terreno también se podrá considerar una **excavación en tierra**, aunque esta será dificultosa y estará condicionada por el grado de cementación de las gravas, por lo que no se descarta que en algún tramo la consideración pueda ser de **excavación en transito.**

Como coeficiente de esponjamiento para los materiales resultantes de la excavación se podrá considerar F_W =0.89.

$$F_W = \frac{V_B}{V_L}$$

Donde:

F_W = Factor de esponjamiento.

V_B = Volumen que ocupa el material en banco.

V_L = Volumen que ocupa el material suelto.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En función de lo indicado en los capítulos anteriores, podemos concluir que el terreno donde se ubicará el embalse esta compuesto por depósitos aluviales de ladera de pie de monte, compuestos por **gravas cementadas** en todo el perfil investigado. Superficialmente se detectan una media de 40 cm de tierra vegetal y rellenos.

El material predominante para la formación de los terraplenes tendrá una consideración de suelo **SELECCIONADO**, según el PG-3.

Registro Mercantil de Murcia, Tomo Mu-429, Folio 28, Hoja Mu-7945, Inscripción 2ª - C.I.F.: B-30039184

Documento visado por el Colegio de Ingenieros Técnicos de Obras Públicas con número de VISADO: 66210360VR/1 a fecha: 27/10/2021
Consulte la validez del documento con código BD3LVXFEYWTF8LO en https://citop.e-visado.net/csv/BD3LVXFEYWTF8LO

Laboratorio habilitado para la realización de ensayos para el control de calidad de la edificación según R.D. 410/2010 nº de registro MUR-L-005.
MIEMBRO AENOR Y AEND

Financiado por la Unión Europea
NextGenerationEU

GOBIERNO DE ESPAÑA
MINISTERIO DE AGRICULTURA, PESCA Y ALIMENTACIÓN

SOCIEDAD MERCANTIL ESTATAL DE INFRAESTRUCTURAS AGRARIAS
seiasa

COMUNIDAD DE REGANTES DE ALHAMA DE MURCIA

ANEJO Nº 11.6.

BALSA.
DISEÑO DEL DESAGÜE DE LA BALSA.

ANEJO Nº 11.6.

DISEÑO DEL DESAGÜE DE LA BALSA.

Indices

1. INTRODUCCIÓN. 3
2. DESCRIPCIÓN DEL DISEÑO. 4
3. VOLUMEN DEL VASO. 6
4. DESEMBALSE. 6

Apéndice.

- Excavación desagüe

1. INTRODUCCIÓN.

El desagüe está constituido, básicamente, por un orificio situado en la parte inferior de la conducción, en este caso en el colector junto al embalse.

Conforme lo dispuesto por el Canal de Isabel II, según la tabla adjunto de normalización de los diámetros mínimos en los desagües en función del tamaño de la conducción, tenemos:

Tabla 14. Diámetros recomendados para los desagües

DN de la conducción	DN del desagüe
DN ≤ 200	80
250 ≤ DN ≤ 350	100
400 ≤ DN ≤ 600	150
700 ≤ DN ≤ 1.000	200
1.200 ≤ DN ≤ 1.600	300
DN < 1.600	400

Tabla nº 1.

(Normas para Redes de Saneamiento. Versión 3. 2020 II. Criterios generales de diseño)

Conforme el criterio de la Tabla nº 1, se establece el desagüe de DN 200.

El desagüe se diseña con una válvula de compuerta de DN 200 mm y conducción de tubería de PE-100 de DN 200 hasta llegar al punto de desagüe de un pozo de alivio situado en las cercanías de la arqueta-caseta de control, donde descarga con la presión máxima de 1,4 bares de presión y a partir de aquí, continua con una tubería corrugada de saneamiento de DN 630 mm SN8 hasta la rambla cercana.

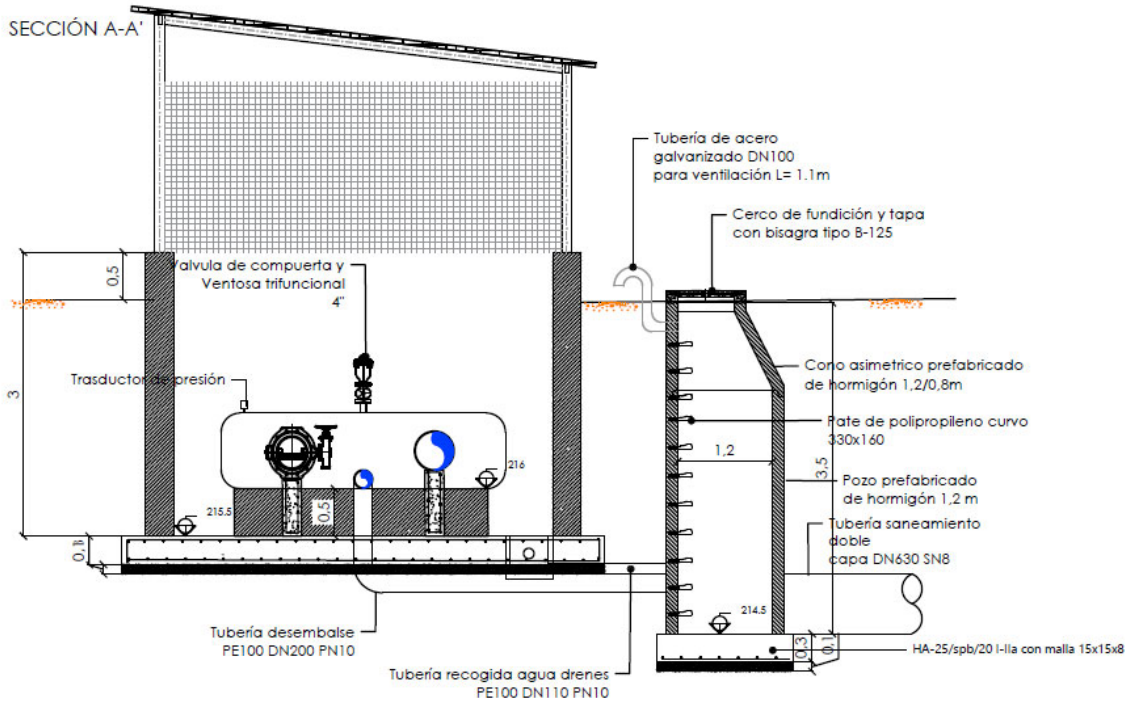


Fig nº 1. Desagüe.

En el pozo de alivio se descarga también los efluentes de los vertidos que se producen en la arqueta (ventosas, limpieza, lluvia, etc), volúmenes muy pequeños de vertidos a la tubería de saneamiento. Para evitar estancamientos de aguas, la formación de los tubos que conforman los pozos de alivio en primer lugar y descarga el segundo, se diseña sin junta de hormigón en la base de la solera, fisuras en la parte inferior con el objeto de que se filtren al terreno por los intersticios y desalojen los pequeños caudales para no ocasionar putrefacciones en el interior de la conducción.

2. DESCRIPCIÓN DEL DISEÑO.

La capacidad del embalse es de 199.000 m^3 de los cuales son útiles 175.000 m^3.

Al resultar la tubería de llenado y vaciado del embalse la misma, no se consideran ambas posibilidades simultáneamente.

El desembalse contempla una tubería de emergencia o de limpieza de DN 200 mm con descarga en el pozo de alivio y conexión a la tubería de saneamiento de 630 mm que desagua en el cauce próximo. Fig nº 1.

La longitud de la tubería de saneamiento es de 114 m y la pendiente de -0,41 %

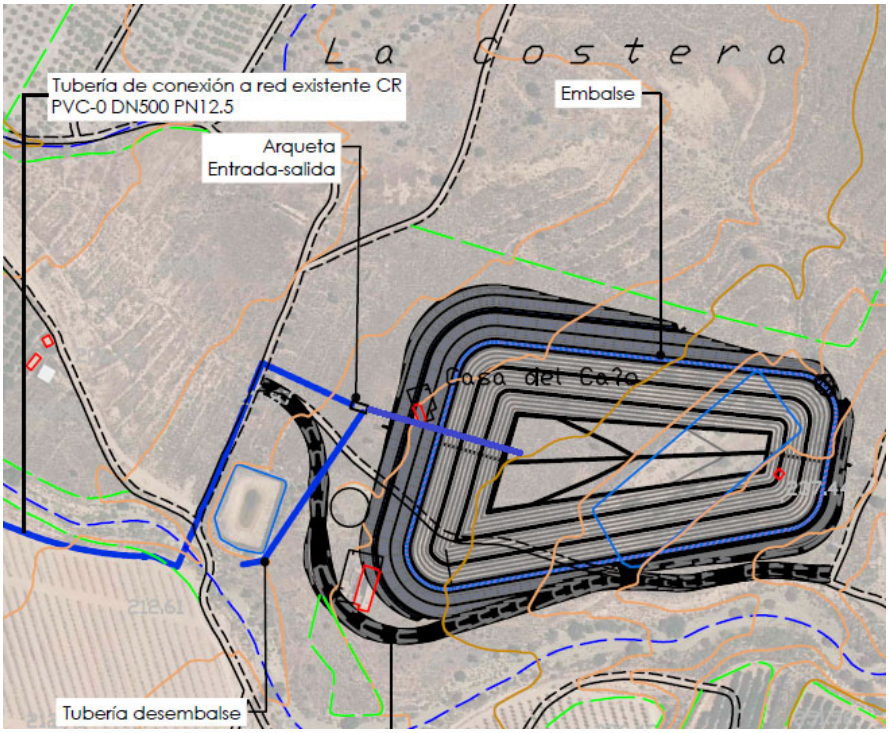


Fig nº 2. Diseño del desagüe.

Además de la tubería de emergencia, la tubería de conexión de DN 500 mm de servicio con la tubería existente de la desaladora de DN 400 mm, conecta con la red de riegos que posee puntos de desagües diseñados en las instalaciones de las tuberías de transportes de la red de riegos, vertiendo en el río Guadalentín, donde puede servir también para aliviar el embalse en caso de necesidad de urgencia. Fig nº 3. Lo normal sería el aprovechamiento de su volumen para ser empleados en los riegos o almacenarse en balsas particulares, siendo una excepción y muy raro, que se vacíe el agua en un cauce, dada la escasez de agua en la zona.

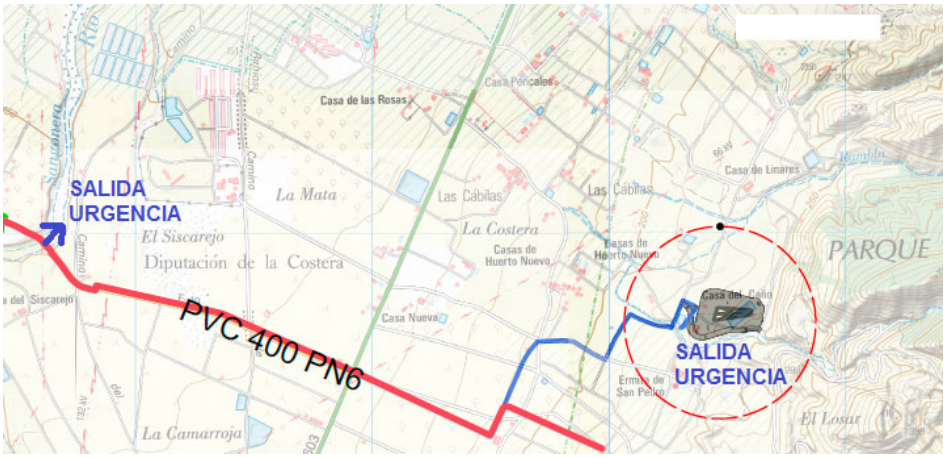


Fig nº 3. Desagües de emergencias fuera de los límites de la obra.

Los desembalses pueden calcularse de tres modos:

- Desembalse por la tubería de DN 200 que descarga en DN 600 mm y rambla (Fig. nº2).
- Desembalse por las tuberías de servicio de DN 500 conectada a la tubería de DN 400 mm que realiza riegos, se almacenan en otros embalses y en el caso extremo, se descarga en el río Guadalentín (Fig. nº3).
- Por último, la actuación de las dos tuberías simultaneas, en el caso de vaciado de emergencia.

3. VOLUMEN DEL VASO.

A continuación se muestra la tabla de la curva del volumen del vaso con la correspondencia de superficie de lámina libre de agua y la cota de altura.

Cota	Superficie (m^2)	Volumen (m^3)	Observación
219	0,47	0	SOLERA
220	2676,32	1130,33	
221	5419,83	5225,43	
222	7176,93	11640,05	
223	8245,69	19347,28	
224	9363,45	28147,77	
225	10530,13	38090,48	
226	11745,84	49224,38	
227	13010,57	61598,49	
228	14324,33	75261,86	
229	15687,11	90263,5	
230	17098,9	106652,43	
231	18559,47	124477,56	
232	20068,84	143787,63	
233	21627,18	164631,56	
233,5	22424,71	175644,02	EXPLOTACIÓN
233,8	22909,11	182443,98	ALIVIADERO
234	23234,43	187058,3	
234,5	24066,36	198880,63	CORONACIÓN

Tabla nº 2. Capacidad del embalse

4. DESEMBALSE.

Se efectúa el cálculo de los desagües con el programa Epanet.

Se anula el control de velocidad en la salida.

Se abren todas las válvulas correspondientes en la línea hidráulica de salida.

RESULTADOS:

La balsa tiene tres posibilidades de desembalses:

- Tubería de urgencia DN 200 > DN 600 mm. (También de limpieza)
- Tubería de urgencia DN 500 > DN 400 mm. (También de servicio)
- Ambas posibilidades.

El caudal máximo de la tubería de salida del embalse de DN 500 mm hasta la arqueta-caseta de control, se ha calculado hasta de 1,72 m^3/s, no teniendo ninguna restricción.

La tubería de servicio que al mismo tiempo puede ser organizada como de urgencia, está diseñada de DN 500 (conexión) y después continua en la tubería existente de la CRA de DN 400 mm hasta el río Guadalentín (Fig nº 3), donde desaguaría y cuya distancia total desde la arqueta de control, es de 3.5 km.

Las secciones del desagüe de emergencia diseñada en la caseta de control, es de DN 200 mm, aliviando en un poceta donde conecta con una tubería de DN 600 mm con longitud de 110 metros de distancias hasta su entrega.

En la figura nº 4, la línea de azul corresponde a la tubería de desagüe de emergencia de DN 200 mm, la verde se corresponde con el DN 500 y la roja, con la apertura de ambas salidas.

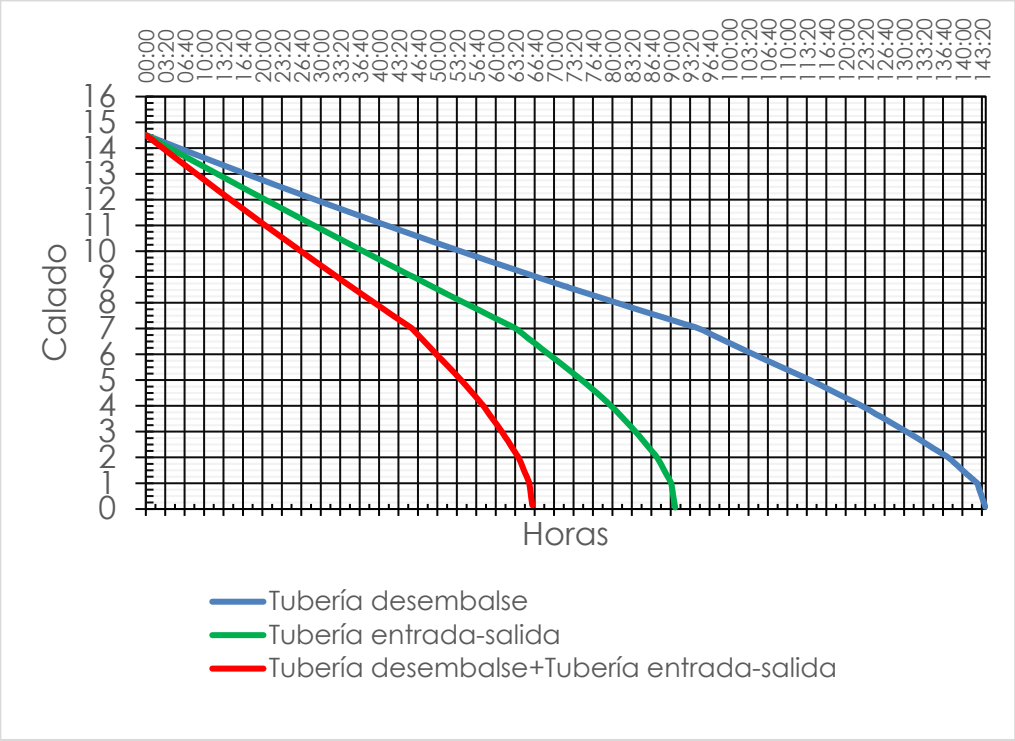


Fig. nº 4. Tabla desembalse.

Los tiempos de desagües son de 143 horas en la de urgencia DN 200 mm; 92 horas en la tubería de servicio de DN 500 mm y ambas tuberías abiertas al mismo tiempo, de 67 horas.

Minutos	Horas	Tubería desembalse+Tubería servicio			Tubería servicio			Tubería desembalse		
		Caudal (l/s)	Cota lámina de agua (m)	Calado	Caudal (l/s)	Cota lámina de agua (m)	Calado	Caudal (l/s)	Cota lámina de agua (m)	Calado
0,00	00:00	-824,97	233,5	14,5	-581,11	233,5	14,5	-417,51	233,5	14,5
500,00	08:20	-804,14	232,05	13,05	-573,59	232,47	13,47	-408,9	232,76	13,76
1000,00	16:40	-783,18	230,63	11,63	-566,02	231,45	12,45	-400,32	232,04	13,04
1500,00	25:00	-762,09	229,25	10,25	-558,41	230,45	11,45	-391,77	231,33	12,33
2000,00	33:20	-740,82	227,91	8,91	-550,74	229,46	10,46	-383,24	230,64	11,64
2500,00	41:40	-719,35	226,6	7,6	-543,02	228,48	9,48	-374,75	229,96	10,96
3000,00	50:00	-690,71	224,94	5,94	-535,23	227,52	8,52	-366,28	229,3	10,3
3500,00	58:20	-651,48	222,83	3,83	-527,37	226,57	7,57	-357,84	228,66	9,66
3970,00	66:10	-572,31	219,15	0,15	-518,31	225,5	6,5	-349,93	228,06	9,06
5440,00	90:40				-455	219,06	0,06	-325,38	226,29	7,29
8630,00	143:50							-202,1	219,09	0,09

Tabla nº 3. Resumen de tiempo-caudales-cota de calado.

Apéndice

Excavación.

Desde el pozo de “alivio” próximo a la arqueta-caseta de control de entrada y salida del embalse, se proyecta una tubería desagüe de PVC corrugada de DN 630 mm de doble capa, que termina entregando el caudal circulante en un pozo de entrega a la rambla cuya medición de excavación, se detalla en el siguiente cuadro nº 1.
En el plano correspondiente se muestra el trazado en planta y el perfil longitudinal de la excavación.

P.K.	Vol. excavación. (m^3)
0+010.000	0.00
0+020.000	72.55
0+030.000	144.53
0+040.000	232.49
0+050.000	364.06
0+060.000	497.13
0+070.000	589.44
0+080.000	657.34
0+090.000	707.85
0+100.000	747.91
0+110.000	775.48

Cuadro nº 1. Excavación zanja del desagüe emergencia.