ANEJO Nº 12: BALSAS DE ALMACENAMIENTO Y REGULACIÓN

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

Financiado por la Unión Europea NextGenerationEU

Índice

1 Descripción de las obras 4
1.1 BALSA 1 4
1.1.1 Entrada de agua a la balsa 8
1.1.2 Toma de agua y desagüe de fondo de la balsa 8
1.1.3 Aliviadero 9
1.1.4 Sistema de regulación y control 10
1.1.5 Auscultación 10
1.1.6 Camino de acceso 11
1.1.7 Varios 12
1.1.8 Propuesta de clasificación de la balsa 12
1.2 BALSA 3 13
1.2.1 Entrada de agua a la balsa y aliviadero 16
1.2.2 Toma de agua y desagüe de fondo de la balsa 17
1.2.3 Sistema de regulación y control 19
1.2.4 Auscultación 19
1.2.5 Camino de acceso 20
1.2.6 Varios 20
1.2.7 Propuesta de clasificación de la balsa 21

APÉNDICES
APÉNDICE 1. SUPERFICIACIÓN Y CUBICACIÓN DEL EMBALSE
APÉNDICE 2. CÁLCULOS HIDRÁULICOS DE LOS ELEMENTOS DE LA BALSA
APÉNDICE 3. CÁLCULOS MECÁNICOS
APÉNDICE 4. JUSTIFICICACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES DEL DIQUE
APÉNDICE 5. PROPUESTA DE CLASIFICACIÓN BALSA 1
APÉNDICE 6. PROPUESTA DE CLASIFICACIÓN BALSA 3

1 Descripción de las obras

El objeto de este anejo es el diseño de dos balsas, situadas en el término municipal de Barrado (Cáceres). Las dos estructuras contaran con una capacidad total de 105.051,96 m^3.

1.1 BALSA 1

La balsa contará con 85.116,93 m^3 de capacidad a N.M.N., la cual se llenará mediante el agua procedente de la Toma nº5 del Arroyo de los Caños mediante una tubería de diámetro 140mm.

La balsa se construirá semiexcavada en el terreno, aprovechando los materiales de la excavación para la formación de los taludes de terraplén. Partiendo del estudio geotécnico, los terraplenes deberán apoyar en terreno natural, previo saneo de 0,50m de terreno vegetal que se utilizará posteriormente para revegetar el talud exterior de la balsa.

Se ha realizado un levantamiento topográfico de la futura ubicación de la balsa. Se ha realizado un diseño de la misma donde la cota de coronación del dique se encuentra a la 978,00 m.s.n.m., el N.M.N. a la 976,90 m.s.n.m., el fondo a la 968,00 m.s.n.m y la cota mínima a la 966,80 m.s.n.m. Los terraplenes tienen forma trapecial, con un camino de coronación a la cota 978,00 m.s.n.m. de 469,31 m de longitud y anchura de 6,00 m. El talud interior de la balsa es de 2,25 en horizontal por 1 en vertical, y el talud exterior en terraplén es de 2 en horizontal por 1 en vertical y en desmonte 1,5 en horizontal por 1 en vertical.

La altura máxima del terraplén respecto al fondo de la balsa será de 11,20 m, con una altura de lámina de agua a N.M.N. de 10,10 m, quedando por tanto un resguardo de 1,1 m bajo la coronación.

En coronación, se proyecta la construcción de un camino de 469,31m de longitud, constituido por una base de material granular seleccionado de 1 pulgada y de 25 cm de espesor, obtenido de zahorras artificiales.

La altura máxima de terraplén, en el talud aguas abajo de la balsa, es 22,10 m. En la zona de desmonte de la balsa la altura máxima es de 14,36 m. No hay nivel freático.

Según el Informe Geotécnico realizado, la zona prevista para la ubicación de la balsa se caracteriza por tener un espesor medio de terreno vegetal de 0,50 m seguido de en un segundo nivel de Jabre compuesto por unas gravas arenosas no plásticas, presentando un potencial expansivo bajo.

De cara a determinar de manera efectiva los parámetros resistentes de los materiales que conformarán la balsa y la cimentación, se han realizado una serie de interpretaciones y ensayos que se muestran en el estudio indicado anteriormente.

Con esto, y estando del lado de la seguridad, y teniendo en cuenta los estudios realizados, se han adoptado los siguientes parámetros de cálculo.

- Material "todo-uno" del dique:

  Angulo de rozamiento interno: 33,02º

  Densidad: 18,1 kN/m^3

  Cohesión: 0,134 Kg/cm^2

- Cimiento (Jabre):

  Angulo de rozamiento interno : 33,4 º

  Densidad: 18,10 kN/m^3

  Cohesión: 0,134 Kg/cm^2

Sobre la base de la información disponible a partir del reconocimiento efectuado y la existente en el Informe Geológico-Geotécnico realizado, el proyecto de la balsa se ha realizado con criterios conservadores, tanto desde el punto de vista de las propiedades de los materiales como de la geometría de la balsa (estabilidad).

El sistema de impermeabilización a instalar en la balsa (fondo y taludes), constará de una geomembrana de polietileno de alta densidad de 2 mm, siendo sus caras lisas, y un geotextil

de 385 gr/m^2, cuya función es separar, drenar, filtrar y proteger a la geomembrana de una posible perforación, debido a la posible presencia de cantos en el terreno del vaso de la balsa.

También se proyecta la construcción de una línea de anclaje de la lámina a lo largo del perímetro de coronación de la balsa, mediante la excavación de una zanja rellena en su parte inferior de material seleccionado. En la zanja se anclan tanto la geomembrana de PEAD de 2 mm como el geotextil de 385 gr/m^2. Sobre la capa que forma la impermeabilización de la balsa, se coloca una pieza de hormigón que sirve de pretil de coronación y vallado interior de la balsa. Para evitar el levantamiento de la lámina por efecto de la succión del aire, el anclaje de la misma, se completará con la colocación de bordillos de hormigón de 0,60*0,30*3,00m de longitud, según sección tipo, a lo largo de toda la línea de intersección talud-fondo y fondo de la balsa. La separación entre bordillos será de 50 cm. Además, en el talud de la balsa desde coronación hasta el fondo, se colocarán seis anclajes, denominados de talud, formados por un bloque de hormigón de 1,00m de anchura, espesor 0,30m y 3,00m de longitud encachado en piedra para evitar el levantamiento de la lámina de los taludes de la balsa.

En el caso de algún fallo de montaje de la lámina o por cualquier rotura posterior de la misma, podrían originarse caudales de cierta consideración que es conveniente controlar para poder tomar, en tal caso, las oportunas medidas. Por lo tanto, para este fin, se proyecta la instalación de una red de drenaje, cuya misión es la de recoger, medir y evacuar las posibles pérdidas del sistema de impermeabilización para una mayor seguridad de la obra. Por lo tanto, para el caso de una hipotética rotura de la lámina que impermeabiliza la balsa, se diseña un sistema de drenaje mediante tubos de PVC perforados de 160mm de diámetro dividido en tres sectores, dos drenes de talud y otro de fondo de la balsa. La disposición del sistema de drenaje se puede ver en el plano correspondiente al drenaje de la balsa.

Los caudales procedentes de los sectores, se recogen al final en tubos de PVC de 160mm de diámetro, que saldrán a una arqueta de control situada en la arqueta de válvulas de desagüe, a pie de talud aguas abajo del dique de la balsa, y donde se podrá visualizar la cantidad de agua evacuada. El vaciado de dicha arqueta se realizará directamente al terreno natural mediante una tubería de PVC de 200mm de diámetro.

Las características geométricas más destacables de la balsa son las siguientes:

- Cota de coronación 978,00 m
- Cota de fondo variable de 966,80 m – 968,00 m
- Cota del agua (N.M.N.) 976,90 m
- Resguardo sobre N.M.N. 1,10 m
- Altura dique (terraplén) 22,10 m
- Altura dique (desmonte) 14,36 m
- Talud interior (balsa) 2,25H/1V
- Talud exterior (desmonte) 1,50H/1V
- Talud exterior (terraplén) 2,00H/1V
- Cota mínima dique exterior 955,90 m
- Superficie de fondo de la balsa 5.697,58 m^2
- Superficie lámina de agua a N.M.N. 13.146,86 m^2
- Superficie taludes interiores 9.350,30 m^2
- Superficie taludes exteriores 11.214,62 m^2
- Superficie total de ocupación balsa en planta 28.272,94 m^2
- Volumen del embalse (N.M.N.) 85.116,93 m^3
- Volumen útil de Balsa 84727,03 m^3
- Volumen muerto 389,90 m^3
- Volumen de desmonte 73.526,44 m^3
- Volumen de terraplén 53.044,98 m^3
- Anchura del camino de coronación 6,00 m
- Longitud del camino de coronación 469,31 m
- Perímetro de la arista interior de coronación 450,46 m

El modelado del terreno se ha realizado con la ayuda del programa "Power Civil", además del diseño de la balsa y las mediciones destinadas al cálculo del movimiento de tierras necesario para su construcción. El cálculo se realiza mediante la semisuma de las áreas de dos perfiles transversales contiguos y el resultado se multiplica por la distancia entre ellos. El volumen total de desmonte y terraplén se calcula por la adición de resultados parciales entre parejas de perfiles.

1.1.1 Entrada de agua a la balsa

El llenado de la balsa se realiza a través de una tubería de 140 de diámetro de PEAD procedente de una obra de toma desde el arroyo de los Caños. El caudal de entrada será de 4,45 l/s. La tubería finalizará en una arqueta de laminación, de hormigón armado, de 1,00 m de longitud, 1,00 m de anchura y altura variable, entre 1,00 m y 1,90 m, que verterá el agua directamente sobre la lámina impermeable.

Para proteger la geomembrana que impermeabiliza la balsa de la posible erosión que puede producirse por la entrada de agua, se instalará otra lámina de PEAD de 2 mm sobre la geomembrana impermeabilizante en esa zona de vertido.

1.1.2 Toma de agua y desagüe de fondo de la balsa

La entrada de agua para el desagüe de fondo y la toma se han proyectado, colocando en el interior de la balsa, una arqueta de hormigón excavada en el terreno, de 1,50m de anchura, 1,50m de longitud y 1,75m de altura, de dimensiones interiores, en la que se ha instalado en su parte superior, una rejilla, de forma que se evite el atascamiento de la tubería por la acumulación de materiales de depósito. La rejilla de entrada se ha colocado aproximadamente a 0,40m sobre el fondo del vaso, y lo más cercano posible al paramento de aguas arriba, en la zona más baja de la balsa, para obtener la máxima capacidad de desagüe.

La conducción para desagüe de fondo está formada por una tubería de acero helicosoldado de 406 mm de diámetro y 60,40m de longitud, desde la arqueta interior a la balsa hasta su entrada en la arqueta de válvulas.

Bajo el dique de la balsa, la conducción irá embutida en una tubería de hormigón armado de 1.000 mm de diámetro interior junto con las tuberías de toma y drenaje de la balsa, hasta su entrada a la arqueta de válvulas, donde se colocará dos válvulas compuerta motorizadas con carrete de desmontaje una de ellas. A la salida de la misma, la tubería de desagüe se enterrará en el terreno natural, una longitud de 584,72 hasta desaguar en el cauce donde se dispondrá de un estanque amortiguador con el fin de reducir la velocidad y la energía de salida del agua al arroyo.

La cota de entrada de la tubería de desagüe de fondo en la arqueta interior a la balsa es la 967,20 m y la de salida al cauce, la 885,00m.

La conducción de toma está formada por una tubería de acero helicosoldado de 315 mm de diámetro y 60,40 m de longitud, desde la arqueta interior a la balsa hasta su entrada a la arqueta de válvulas. A la salida de la misma pasará a ser una tubería de PEAD del mismo diámetro y se enterrará en el terreno natural, una longitud de 177,00 m hasta su entrada en una arqueta de la red de riego. A esta toma se conectará una tubería de PEAD de diámetro 110mm que permitirá el llenado de la balsa existente en la zona.

La arqueta de válvulas, ubicada al pie del dique, tiene unas dimensiones interiores de 5,00m de longitud, 2,60m de anchura y 3,00m de altura. En esta arqueta están ubicadas todas las válvulas necesarias para el control del vaciado de la balsa, además de un by-pass que conecta las tuberías de desagüe de fondo y toma, permitiendo utilizar la tubería de toma de agua de la balsa como desagüe de fondo. La entrada a esta arqueta se realiza mediante una tapa de paso de hombre de 0,80x0,80m de longitud y una bajada de pates hasta la solera de la arqueta para maniobrar las válvulas de compuerta. La arqueta está cerrada en su parte superior mediante una tapa de acero estriado de 5mm.

1.1.3 Aliviadero

Se proyecta de hormigón armado, situándose embutido en el talud de terraplén de la balsa en la zona con menos altura posible sobre terreno natural y más cercano al arroyo. Con el fin de empotrarlo en el terreno natural, se construirá sobre un bloque de hormigón en masa, evitando las complicaciones de ejecución que conllevaría el construirlo sobre un talud creado artificialmente.

La solución adoptada es un aliviadero de labio fijo en pared gruesa, con disposición frontal y sección de entrada rectangular, de 2,00 m de anchura útil y coincidente con el labio vertiente (cota 976,90m). En sección longitudinal, la obra está formada por tres partes que, de aguas arriba hacia aguas abajo, son las siguientes:

- Embocadura. Dos aletas y a continuación tres filas de un marco rectangular de 2,00 x 1,00 x 2,00 m (15 cm), uno a continuación de otro, con pendiente 0,001m/m.

- Canal de descarga, de 2,00 m de anchura, 3,35 m de longitud en planta y 1,00 m de alto, con pendiente 0,67 m/m.
- Arqueta de rotura, de dimensiones interiores en planta, 1,25 m de longitud, 2,00m de anchura y una profundidad máxima de 2,00 m.

Conducción constituida por una tubería de acero helicosoldado de 406 mm de diámetro y 131,70 m de longitud, que parte de la arqueta de rotura a la cota 974,80 m.s.n.m. y se prolonga hasta su conexión con la tubería de desagüe de fondo a la cota 961,50 m.s.n.m.

La altura de la lámina de agua sobre la cresta del vertedero es de 0,14 m cuando se vierte un caudal de 0,40 m^3/s correspondiente al caudal de proyecto, equivalente al caudal máximo para un período de retorno de 1000 años.

1.1.4 Sistema de regulación y control

Los dispositivos de regulación previstos para la entrada, toma de agua y desagüe de fondo, son los siguientes:

- Dos válvulas de compuerta motorizadas de DN = 400 mm, acompañadas de una ventosa trifuncional de 100mm y una de ellas con carrete de desmontaje, colocadas en la tubería de desagüe de fondo, situadas en la arqueta de válvulas.
- Dos válvulas de compuerta motorizadas de DN = 315 mm, acompañadas de una ventosa trifuncional de 100mm y una de ellas con carrete de desmontaje, colocadas en la tubería de toma de agua, situadas en la arqueta de válvulas.
- Una válvula de compuerta motorizada de DN = 315 mm, colocada en el bypass del desagüe de fondo y toma, ubicada en la arqueta de válvulas.
- Una válvula de compuerta de DN = 110 mm, colocada tubería de llenado de la balsa existente, ubicada en la arqueta de válvulas.

1.1.5 Auscultación

Para la auscultación de la balsa se considera la medición de los movimientos absolutos de la balsa, el control de las filtraciones y el control del nivel del embalse.

MOVIMIENTOS ABSOLUTOS DE LA BALSA

Como puntos específicos de observación de la balsa se han situado 15 monumentos topográficos (clavos de colimación), repartidos por la coronación construida en terraplén, los cuales pueden visarse desde la totalidad de las estaciones (2 Hitos).

La observación de los monumentos topográficos debe hacerse trimestralmente en situación normal, y mensualmente durante el primer llenado. Análogos plazos pueden fijarse para las operaciones de nivelación y determinación de asientos absolutos. Una vez se haya comprobado que una estabilización en los movimientos durante dos años, por lo menos, podrá ampliarse el intervalo entre mediciones.

CONTROL DE FILTRACIONES

Las filtraciones que tendrán lugar en la obra se producirán debido a una rotura de la lámina o por una mala unión en el contacto hormigón-lamina.

En el caso rotura de lámina se dispondrá de tres drenes principales para la sectorización de la balsa, todos ellos controlados en una arqueta de control de drenes situada en el interior de la arqueta de válvulas.

El control de drenaje y fugas debe realizarse semanalmente en situación normal y diariamente durante el primer llenado.

MEDIDA DEL NIVEL DE AGUA EMBALSADA

En la balsa, está prevista la instalación de un equipo de medida continua del nivel de agua mediante un sensor de presión diferencial y su electrónica de tratamiento de la señal, con presentación de la cota en un indicador digital.

1.1.6 Camino de acceso

Se proyecta la entrada a la coronación de la balsa mediante un camino de 24,00 m de longitud que parte de un camino existente situada al sur de la balsa.

La anchura del camino es de 3,00 m, el cual se estabiliza con zahorra natural de 1" y espesor de 25 cm. Las cunetas serán de sección triangular, con talud 1/1, profundidad máxima de 0,50 m y pendiente en sentido transversal del 2 % para facilitar la evacuación del agua hacia las cunetas.

Además, se construirá una plataforma en la arqueta de válvulas a la cota de 967,30m, a la que se accederá desde el camino que será rectificado.

1.1.7 Varios

La balsa está cerrada al paso mediante una valla metálica de 670m de longitud, con una puerta a la entrada del camino de coronación y otra en la plataforma de la arqueta de valvulas.

Según lo establecido en el Plan de Emergencia, se dispondrá de una sala de emergencia. Para aquellas balsas, que no disponen de instalaciones, se acepta la posibilidad de que la sala de emergencia esté constituida por un vehículo móvil. Este vehículo estará convenientemente equipado, y dotado con sistemas redundantes de comunicaciones que garantice la comunicación con las autoridades competentes en la gestión de la emergencia, bien sea directamente o bien a través de centros operativos.

Para la balsa 1 se adopta este sistema de sala de emergencia constituida por vehículo móvil.

1.1.8 Propuesta de clasificación de la balsa

De conformidad con lo prescrito en el apartado 3.5.1.3. de la **DIRECTRIZ BÁSICA DE PLANIFICACIÓN DE PROTECCIÓN CIVIL** aprobada por el Consejo de Ministros en su reunión de 9 de diciembre de 1994, se propone para su informe y remisión a la Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de las Aguas, la clasificación respecto al riesgo potencial que pueda derivarse de la posible rotura de la *Balsa 1 de Barrado, en el término municipal de Barrado (Cáceres)* en la **CATEGORÍA "A".**

1.2 BALSA 3

La balsa contará con 19.935,03 m³ de capacidad a N.M.N., la cual se llenará mediante el agua procedente de la Toma nº8 del Arroyo de los Caños mediante una tubería de diámetro 110mm y de la balsa 1.

La balsa se construirá semiexcavada en el terreno, aprovechando los materiales de la excavación para la formación de los taludes de terraplén. Partiendo del estudio geotécnico, los terraplenes deberán apoyar en terreno natural, previo saneo de 0,40m de terreno vegetal que se utilizará posteriormente para revegetar el talud exterior de la balsa.

Se ha realizado un levantamiento topográfico de la futura ubicación de la balsa. Se ha realizado un diseño de la misma donde la cota de coronación del dique se encuentra a la 859,70 m.s.n.m., el N.M.N. a la 858,70 m.s.n.m., el fondo a la 853,70 m.s.n.m y la cota mínima a la 852,70 m.s.n.m. Los terraplenes tienen forma trapecial, con un camino de coronación a la cota 859,70 m.s.n.m. de 308,54 m de longitud y anchura de 6,00 m. El talud interior de la balsa es de 2,25 en horizontal por 1 en vertical, y el talud exterior en terraplén es de 2 en horizontal por 1 en vertical y en desmonte 1,5 en horizontal por 1 en vertical.

La altura máxima del terraplén respecto al fondo de la balsa será de 6,00 m, con una altura de lámina de agua a N.M.N. de 5,00 m, quedando por tanto un resguardo de 1 m bajo la coronación.

En coronación, se proyecta la construcción de un camino de 308,54m de longitud, constituido por una base de material granular seleccionado de 1 pulgada y de 25 cm de espesor, obtenido de zahorras artificiales.

La altura máxima de terraplén, en el talud aguas abajo de la balsa, es 20,55 m. En la zona de desmonte de la balsa la altura máxima es de 14,87 m. No hay nivel freático.

Según el Informe Geotécnico realizado, la zona prevista para la ubicación de la balsa se caracteriza por tener un espesor medio de terreno vegetal de 0,40 m seguido de en un segundo nivel de Jabre compuesto por unas gravas arenosas no plásticas, presentando un potencial expansivo bajo.

De cara a determinar de manera efectiva los parámetros resistentes de los materiales que conformarán la balsa y la cimentación, se han realizado una serie de interpretaciones y ensayos que se muestran en el estudio indicado anteriormente.

Con esto, y estando del lado de la seguridad, y teniendo en cuenta los estudios realizados, se han adoptado los siguientes parámetros de cálculo.

- Material "todo-uno" del dique:

  Angulo de rozamiento interno: 33,82º

  Densidad: 18,1 kN/m^3

  Cohesión: 0,204 Kg/cm^2

- Cimiento (Jabre):

  Angulo de rozamiento interno: 33,4 º

  Densidad: 18,10 kN/m^3

  Cohesión: 0,204 Kg/cm^2

Sobre la base de la información disponible a partir del reconocimiento efectuado y la existente en el Informe Geológico-Geotécnico realizado, el proyecto de la balsa se ha realizado con criterios conservadores, tanto desde el punto de vista de las propiedades de los materiales como de la geometría de la balsa (estabilidad).

El sistema de impermeabilización a instalar en la balsa (fondo y taludes), constará de una geomembrana de polietileno de alta densidad de 2 mm, siendo sus caras lisas, y un geotextil de 385 gr/m2, cuya función es separar, drenar, filtrar y proteger a la geomembrana de una posible perforación, debido a la posible presencia de cantos en el terreno del vaso de la balsa.

También se proyecta la construcción de una línea de anclaje de la lámina a lo largo del perímetro de coronación de la balsa, mediante la excavación de una zanja rellena en su parte

inferior de material seleccionado. En la zanja se anclan tanto la geomembrana de PEAD de 2 mm como el geotextil de 385 gr/m2. Sobre la capa que forma la impermeabilización de la balsa, se coloca una pieza de hormigón que sirve de pretil de coronación y vallado interior de la balsa. Para evitar el levantamiento de la lámina por efecto de la succión del aire, el anclaje de la misma, se completará con la colocación de bordillos de hormigón de 0,60*0,30*3,00m de longitud, según sección tipo, a lo largo de toda la línea de intersección talud-fondo y fondo de la balsa. La separación entre bordillos será de 50 cm. Además, en el talud de la balsa desde coronación hasta el fondo, se colocarán cuatro anclajes, denominados de talud, formados por un bloque de hormigón de 1,00m de anchura, espesor 0,30m y 3,00m de longitud encachado en piedra para evitar el levantamiento de la lámina de los taludes de la balsa.

En el caso de algún fallo de montaje de la lámina o por cualquier rotura posterior de la misma, podrían originarse caudales de cierta consideración que es conveniente controlar para poder tomar, en tal caso, las oportunas medidas. Por lo tanto, para este fin, se proyecta la instalación de una red de drenaje, cuya misión es la de recoger, medir y evacuar las posibles pérdidas del sistema de impermeabilización para una mayor seguridad de la obra. Por lo tanto, para el caso de una hipotética rotura de la lámina que impermeabiliza la balsa, se diseña un sistema de drenaje mediante tubos de PVC perforados de 160mm de diámetro dividido en dos sectores, un dren de talud y otro de fondo de la balsa. La disposición del sistema de drenaje se puede ver en el plano correspondiente al drenaje de la balsa.

Los caudales procedentes de los sectores, se recogen al final en tubos de PVC de 160mm de diámetro, que saldrán a una arqueta de control situada en la arqueta de válvulas de desagüe, a pie de talud aguas abajo del dique de la balsa, y donde se podrá visualizar la cantidad de agua evacuada. El vaciado de dicha arqueta se realizará directamente al terreno natural mediante una tubería de PVC de 200mm de diámetro.

Las características geométricas más destacables de la balsa son las siguientes:

- Cota de coronación 859,70 m
- Cota de fondo variable de 852,70 m – 853,70 m
- Cota del agua (N.M.N.) 858,70 m
- Resguardo sobre N.M.N. 1,00 m

- Altura dique (terraplén) 20,55 m
- Altura dique (desmonte) 14,87 m
- Talud interior (balsa) 2,25H/1V
- Talud exterior (desmonte) 1,50H/1V
- Talud exterior (terraplén) 2,00H/1V
- Cota mínima dique exterior 839,15 m
- Superficie de fondo de la balsa 2.719,65 m^2
- Superficie lámina de agua a N.M.N. 5.270,26 m^2
- Superficie taludes interiores 3.499,71 m^2
- Superficie taludes exteriores 10.637,48 m^2
- Superficie total de ocupación balsa en planta 17.415,37 m2
- Volumen del embalse (N.M.N.) 19.935,03 m^3
- Volumen útil de Balsa 19.786,28 m^3
- Volumen muerto 148,75 m^3
- Volumen de desmonte 52.154,06 m^3
- Volumen de terraplén 18.490,18 m^3
- Anchura del camino de coronación 6,00 m
- Longitud del camino de coronación 308,54 m
- Perímetro de la arista interior de coronación 289,70 m

El modelado del terreno se ha realizado con la ayuda del programa "Power Civil", además del diseño de la balsa y las mediciones destinadas al cálculo del movimiento de tierras necesario para su construcción. El cálculo se realiza mediante la semisuma de las áreas de dos perfiles transversales contiguos y el resultado se multiplica por la distancia entre ellos. El volumen total de desmonte y terraplén se calcula por la adición de resultados parciales entre parejas de perfiles.

1.2.1 Entrada de agua a la balsa y aliviadero

El llenado de la balsa se realiza a través de una estructura que servirá como entrada de agua, procedente de la toma nº8 y de la balsa 1, y como aliviadero. Dicha estructura discurre bajo

el camino de coronación mediante tres marcos prefabricados de 2,00m de anchura, 2,00m de altura y 1,00m de longitud cada uno.

La estructura consistirá en una arqueta compartimentada. En el primer compartimento, se construirá la arqueta de entrada donde se colocará una válvula de compuerta que regule la entrada de agua a la balsa. Las dimensiones interiores de esta arqueta serán de 2,00 m de anchura, 2,00 m de longitud y 1,80 m de altura. Anexa a esta arqueta de entrada se construirá otra arqueta de 3,00 m de longitud y 2,00 m de anchura, se situarán, en uno de los muros, embutido en el talud de la balsa y excavado en el terreno natural en la zona de menor altura de terraplén, tres filas de un marco rectangular de 2,00 m de anchura, 2,00 m de longitud y 1,00 m de alto, con pendiente 0,001m/m, a la cota 858,30 m.s.n.m. Estos marcos servirán tanto de canal de entrada de agua a la balsa como aliviadero de la misma.

A continuación de los marcos prefabricados, en el interior de la balsa, se construirá una arqueta de laminación de entrada de agua, de 3,15 m de longitud, 2,00 m de anchura y altura variable entre 2,70 y 1,00 m. Anexa a la arqueta compartimentada, en el muro contiguo al de instalación de los marcos prefabricados, se construirá el aliviadero que estará formado por un muro de vertido de pared gruesa, a la cota 858,70 m.s.n.m., de 2,00 m de longitud, y una arqueta de rotura, que se utilizará como depósito de agua y disipador de energía. La arqueta cuadrada de 2,00 m de lado, hará de pequeño depósito el cual desaguará por el fondo mediante una tubería de acero helicosoldado de diametro 406 mm y de 61,55 m de longitud, distancia necesaria para conectar con la tubería de desagüe de fondo. Esta arqueta se dimensiona para que sea capaz de absorber el caudal correspondiente a la avenida de proyecto (Q= 0,165 m3/s). La altura máxima de vertido sobre el vertedero será de 0,16 m.

Para proteger la geomembrana que impermeabiliza la balsa de la posible erosión que puede producirse por la entrada de agua, se instalará otra lámina de PEAD de 2 mm sobre la geomembrana impermeabilizante en esa zona de vertido.

1.2.2 Toma de agua y desagüe de fondo de la balsa

La entrada de agua para el desagüe de fondo y la toma se han proyectado, colocando en el interior de la balsa, una arqueta de hormigón excavada en el terreno, de 1,50m de anchura,

1,50m de longitud y 1,75m de altura, de dimensiones interiores, en la que se ha instalado en su parte superior, una rejilla, de forma que se evite el atascamiento de la tubería por la acumulación de materiales de depósito. La rejilla de entrada se ha colocado aproximadamente a 0,55m sobre el fondo del vaso, y lo más cercano posible al paramento de aguas arriba, en la zona más baja de la balsa, para obtener la máxima capacidad de desagüe.

La conducción para desagüe de fondo está formada por una tubería de acero helicosoldado de 406 mm de diámetro y 48,10m de longitud, desde la arqueta interior a la balsa hasta su entrada en la arqueta de válvulas.

Bajo el dique de la balsa, la conducción irá embutida en una tubería de hormigón armado de 1.000 mm de diámetro interior junto con las tuberías de toma y drenaje de la balsa, hasta su entrada a la arqueta de válvulas, donde se colocará dos válvulas compuerta motorizadas con carrete de desmontaje una de ellas. A la salida de la misma, la tubería de desagüe se enterrará en el terreno natural, una longitud de 860,90m hasta desaguar en el cauce donde se dispondrá que se reforzará con una protección de escollera para evitar la posible erosión del cauce.

La cota de entrada de la tubería de desagüe de fondo en la arqueta interior a la balsa es la 852,00 m y la de salida al cauce, la 801,40m.

La conducción de toma está formada por una tubería de acero helicosoldado de 315 mm de diámetro y 48,10 m de longitud, desde la arqueta interior a la balsa hasta su entrada a la arqueta de válvulas. A la salida de la misma pasará a ser una tubería de PEAD del mismo diámetro y se enterrará en el terreno natural.

La arqueta de válvulas, ubicada al pie del dique, tiene unas dimensiones interiores de 5,00m de longitud, 2,60m de anchura y 3,00m de altura. En esta arqueta están ubicadas todas las válvulas necesarias para el control del vaciado de la balsa, además de un by-pass que conecta las tuberías de desagüe de fondo y toma, permitiendo utilizar la tubería de toma de agua de la balsa como desagüe de fondo. La entrada a esta arqueta se realiza mediante una tapa de paso de hombre de 0,80x0,80m de longitud y una bajada de pates hasta la solera de la arqueta para maniobrar las válvulas de compuerta. La arqueta está cerrada en su parte superior mediante una tapa de acero estriado de 5mm.

1.2.3 Sistema de regulación y control

Los dispositivos de regulación previstos para la entrada, toma de agua y desagüe de fondo, son los siguientes:

- Dos válvulas de compuerta motorizadas de DN = 400 mm, acompañadas de una ventosa trifuncional de 100mm y una de ellas con carrete de desmontaje, colocadas en la tubería de desagüe de fondo, situadas en la arqueta de válvulas.
- Dos válvulas de compuerta motorizadas de DN = 315 mm, acompañadas de una ventosa trifuncional de 100mm y una de ellas con carrete de desmontaje, colocadas en la tubería de toma de agua, situadas en la arqueta de válvulas.
- Una válvula de compuerta motorizada de DN = 315 mm, colocada en el bypass del desagüe de fondo y toma, ubicada en la arqueta de válvulas.

1.2.4 Auscultación

Para la auscultación de la balsa se considera la medición de los movimientos absolutos de la balsa, el control de las filtraciones y el control del nivel del embalse.

MOVIMIENTOS ABSOLUTOS DE LA BALSA

Como puntos específicos de observación de la balsa se han situado 12 monumentos topográficos (clavos de colimación), repartidos por la coronación construida en terraplén, los cuales pueden visarse desde la totalidad de las estaciones (2 Hitos).

La observación de los monumentos topográficos debe hacerse trimestralmente en situación normal, y mensualmente durante el primer llenado. Análogos plazos pueden fijarse para las operaciones de nivelación y determinación de asientos absolutos. Una vez se haya comprobado que una estabilización en los movimientos durante dos años, por lo menos, podrá ampliarse el intervalo entre mediciones.

CONTROL DE FILTRACIONES

Las filtraciones que tendrán lugar en la obra se producirán debido a una rotura de la lámina o por una mala unión en el contacto hormigón-lamina.

En el caso rotura de lámina se dispondrá de dos drenes principales para la sectorización de la balsa, todos ellos controlados en una arqueta de control de drenes situada en el interior de la arqueta de válvulas.

El control de drenaje y fugas debe realizarse semanalmente en situación normal y diariamente durante el primer llenado.

MEDIDA DEL NIVEL DE AGUA EMBALSADA

En la balsa, está prevista la instalación de un equipo de medida continua del nivel de agua mediante un sensor de presión diferencial y su electrónica de tratamiento de la señal, con presentación de la cota en un indicador digital.

1.2.5 Camino de acceso

El acceso tanto a la coronación de la balsa como a la arqueta de válvulas se realiza directamente desde un camino existente al noroeste de la balsa.

La anchura del camino es de 4,00 m, el cual se estabiliza con zahorra natural de 1" y espesor de 25 cm. Las cunetas serán de sección triangular, con talud 1/1, profundidad máxima de 0,50 m y pendiente en sentido transversal del 2 % para facilitar la evacuación del agua hacia las cunetas.

Además, se construirá una plataforma en la arqueta de válvulas a la cota de 853,00m, a la que se accederá desde un camino que partirá desde el camino de coronación.

1.2.6 Varios

La balsa está cerrada al paso mediante una valla metálica de 563,20m de longitud, con una puerta a la entrada del camino de coronación.

Según lo establecido en el Plan de Emergencia, se dispondrá de una sala de emergencia. Para aquellas balsas, que no disponen de instalaciones, se acepta la posibilidad de que la sala de emergencia esté constituida por un vehículo móvil. Este vehículo estará convenientemente equipado, y dotado con sistemas redundantes de comunicaciones que garantice la

comunicación con las autoridades competentes en la gestión de la emergencia, bien sea directamente o bien a través de centros operativos.

Para la balsa 3 se adopta este sistema de sala de emergencia constituida por vehículo móvil, que puede ser el mismo que para la balsa 1.

1.2.7 Propuesta de clasificación de la balsa

De conformidad con lo prescrito en el apartado 3.5.1.3. de la **DIRECTRIZ BÁSICA DE PLANIFICACIÓN DE PROTECCIÓN CIVIL** aprobada por el Consejo de Ministros en su reunión de 9 de diciembre de 1994, se propone para su informe y remisión a la Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de las Aguas, la clasificación respecto al riesgo potencial que pueda derivarse de la posible rotura de la *Balsa 3 de Barrado, en el término municipal de Barrado (Cáceres)* en la **CATEGORÍA "B".**

APÉNDICE 1. SUPERFICIACIÓN Y CUBICACIÓN

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

Financiado por la Unión Europea NextGenerationEU

Índice

1 METODOLOGÍA 3
2 CUBICACIÓN Y SUPERFICIACIÓN BALSA 1 5
3 CUBICACIÓN Y SUPERFICIACIÓN BALSA 3 7

1 Metodología

Una vez seleccionada la ubicación de la balsa y realizado el modelado del terreno con la ayuda del programa "Power Civil" se procede a su diseño. Para la realización de las mediciones destinadas al cálculo del volumen de agua embalsado se han obtenido las superficies correspondientes a cada cota por medición sobre el plano del embalse.

A partir de las citadas mediciones se obtiene el correspondiente listado cota - superficie, así como la representación gráfica de la curva altura – superficie.

Partiendo de la superficie obtenida anteriormente se procede a la cubicación del embalse. Para ello, se ha preferido la aplicación del método de evaluación aritmética por ser el más utilizado actualmente.

Según el citado método el volumen entre dos curvas de nivel está comprendido entre un valor por exceso y un valor por defecto:

- Valor ligeramente en exceso:

$$V(h+1)-V(h)=\frac{S(h+1)+S(h)}{2}\cdot e$$

- Valor ligeramente en defecto:

$$V(h+1)-V(h)=\frac{S(h+1)+2S(h)}{3}\cdot e$$

por tanto:

$$\left(\frac{S(h+1)+2S(h)}{3}\cdot e\right)_{<}V(h+1)-V(h)_{<}\left(\frac{S(h+1)+S(h)}{2}\cdot e\right)$$

siendo:

S (h): Superficie correspondiente a la curva de nivel de altura h (m^2).

V(h): Volumen correspondiente a la altura h (m^3).

e: Equidistancia entre curvas de nivel (m).

El volumen medio comprendido entre dos curvas de nivel consecutivas se aproxima a la semisuma de los valores en exceso y en defecto, es decir:

$$\frac{V(h+1)+V(h)}{2}=\left[\frac{S(h+1)+2S(h)}{3}+\frac{S(h+1)+S(h)}{2}\right]\cdot e\cdot\frac{1}{2}$$

y operando, se tiene:

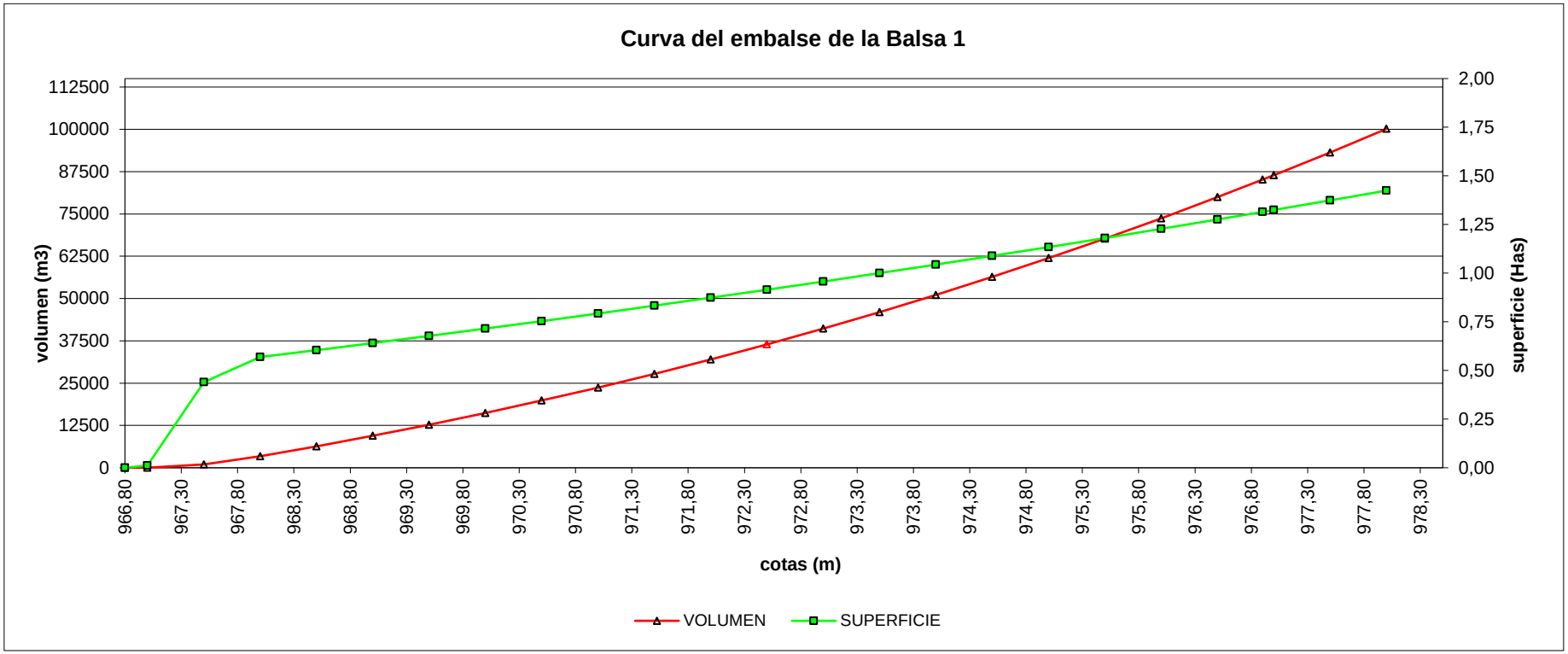
$$\boxed{\Delta=\frac{5S(h+1)+7S(h)}{12}\cdot e}$$

Los resultados obtenidos se exponen a continuación.

2 CUBICACIÓN Y SUPERFICIACIÓN BALSA 1

CUBICACIÓN BALSA 1

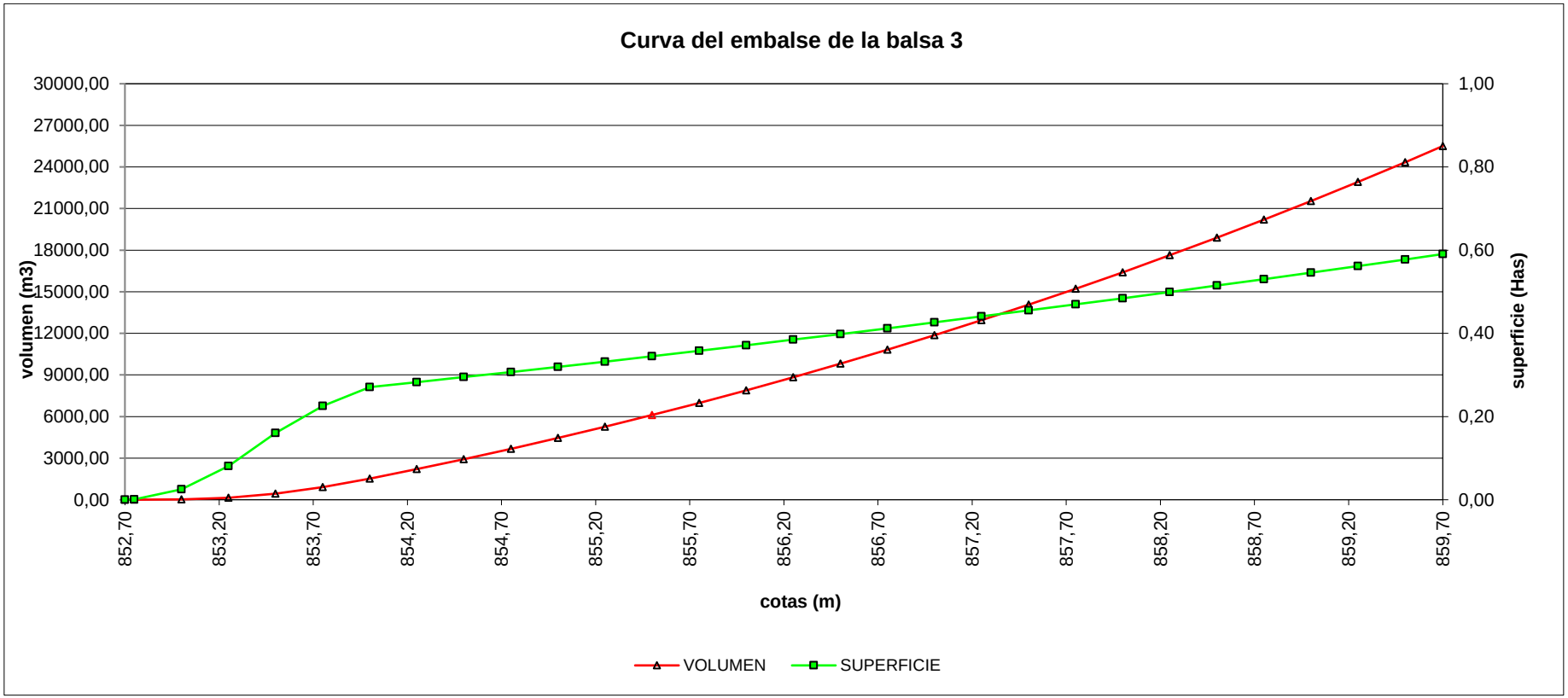
	Cota (m)	Altura (m)	S (km²)	S (ha)	S (m2)	Vacum (Hm³)	Vacum (m³)
Cota fondo inclinado	966.80	0.00	0.0000	0.0000	0.00	*0.000*	0.00
	967.00	0.20	0.0001	0.0114	114.24	*0.000*	9.52
	967.50	0.70	0.0044	0.4399	4398.66	*0.001*	959.23
Cota fondo	968.00	1.20	0.0057	0.5698	5697.58	*0.003*	3429.17
	968.50	1.70	0.0060	0.6049	6049.28	*0.006*	6351.23
	969.00	2.20	0.0064	0.6409	6408.94	*0.009*	9450.80
	969.50	2.70	0.0068	0.6777	6776.54	*0.013*	12731.85
	970.00	3.20	0.0072	0.7152	7152.10	*0.016*	16198.36
	970.50	3.70	0.0075	0.7536	7535.61	*0.020*	19854.31
	971.00	4.20	0.0079	0.7927	7927.07	*0.024*	23703.67
	971.50	4.70	0.0083	0.8326	8326.49	*0.028*	27750.42
	972.00	5.20	0.0087	0.8734	8733.85	*0.032*	31998.53
	972.50	5.70	0.0091	0.9149	9149.17	*0.036*	36451.98
	973.00	6.20	0.0096	0.9572	9572.44	*0.041*	41114.74
	973.50	6.70	0.0100	1.0004	10003.66	*0.046*	45990.80
	974.00	7.20	0.0104	1.0443	10442.84	*0.051*	51084.13
	974.50	7.70	0.0109	1.0890	10889.96	*0.056*	56398.70
	975.00	8.20	0.0113	1.1345	11345.04	*0.062*	61938.49
	975.50	8.70	0.0118	1.1808	11808.07	*0.068*	67707.47
	976.00	9.20	0.0123	1.2279	12279.05	*0.074*	73709.63
	976.50	9.70	0.0128	1.2758	12757.98	*0.080*	79948.93
N.M.N.	976.90	10.10	0.0131	1.3147	13146.86	*0.085*	85116.93
	977.00	10.20	0.0132	1.3245	13244.87	*0.086*	86435.70
	977.50	10.70	0.0137	1.3740	13739.70	*0.093*	93161.23
Cota Coronación	978.00	11.20	0.0142	1.4242	14242.49	*0.100*	100135.83


Curva del embalse de la Balsa 1
volumen (m3)
superficie (Has)
cotas (m)
112500
100000
87500
75000
62500
50000
37500
25000
12500
0
2,00
1,75
1,50
1,25
1,00
0,75
0,50
0,25
0,00
966,80
967,30
967,80
968,30
968,80
969,30
969,80
970,30
970,80
971,30
971,80
972,30
972,80
973,30
973,80
974,30
974,80
975,30
975,80
976,30
976,80
977,30
977,80
978,30
VOLUMEN
SUPERFICIE

3 CUBICACIÓN Y SUPERFICIACIÓN BALSA 3

CUBICACIÓN BALSA 3

	Cota (m)	Altura (m)	S (km²)	S (ha)	S (m2)	V_{acum} (Hm^3)	V_{acum} (m^3)
Cota fondo inclinado	852.70	0.00	0.0000	0.0000	0.00	*0.000*	0.00
	852.75	0.05	0.0000	0.0008	8.47	*0.000*	0.18
	853.00	0.30	0.0003	0.0253	252.82	*0.000*	27.75
	853.25	0.55	0.0008	0.0808	807.69	*0.000*	148.75
	853.50	0.80	0.0016	0.1603	1603.04	*0.000*	433.52
Cota fondo	853.75	1.05	0.0023	0.2255	2255.40	*0.001*	902.24
	854.00	1.30	0.0027	0.2708	2707.93	*0.002*	1513.23
	854.25	1.55	0.0028	0.2827	2826.55	*0.002*	2202.56
	854.50	1.80	0.0029	0.2947	2947.16	*0.003*	2921.77
	854.75	2.05	0.0031	0.3070	3069.76	*0.004*	3671.33
	855.00	2.30	0.0032	0.3194	3194.34	*0.004*	4451.74
	855.25	2.55	0.0033	0.3321	3320.90	*0.005*	5263.51
	855.50	2.80	0.0034	0.3449	3449.45	*0.006*	6107.13
	855.75	3.05	0.0036	0.3580	3579.99	*0.007*	6983.09
	856.00	3.30	0.0037	0.3713	3712.51	*0.008*	7891.89
	856.25	3.55	0.0038	0.3847	3847.02	*0.009*	8834.03
	856.50	3.80	0.0040	0.3984	3983.51	*0.010*	9810.00
	856.75	4.05	0.0041	0.4122	4121.99	*0.011*	10820.30
	857.00	4.30	0.0043	0.4262	4262.46	*0.012*	11865.43
	857.25	4.55	0.0044	0.4405	4404.91	*0.013*	12945.89
	857.50	4.80	0.0045	0.4549	4549.34	*0.014*	14062.16
	857.75	5.05	0.0047	0.4696	4695.76	*0.015*	15214.75
	858.00	5.30	0.0048	0.4844	4844.17	*0.016*	16404.15
	858.25	5.55	0.0050	0.4995	4994.56	*0.018*	17630.85
	858.50	5.80	0.0051	0.5147	5146.93	*0.019*	18895.37
N.M.N.	858.70	6.00	0.0053	0.5270	5270.26	*0.020*	19935.03
	858.75	6.05	0.0053	0.5301	5301.29	*0.020*	20198.18
	859.00	6.30	0.0055	0.5458	5457.64	*0.022*	21539.79
	859.25	6.55	0.0056	0.5616	5615.97	*0.023*	22920.69
	859.50	6.80	0.0058	0.5776	5776.28	*0.024*	24341.38
Cota Coronación	859.70	7.00	0.0059	0.5906	5905.97	*0.026*	25507.44


Curva del embalse de la balsa 3
volumen (m3)
30000,00
27000,00
24000,00
21000,00
18000,00
15000,00
12000,00
9000,00
6000,00
3000,00
0,00
superficie (Has)
1,00
0,80
0,60
0,40
0,20
0,00
852,70
853,20
853,70
854,20
854,70
855,20
855,70
856,20
856,70
857,20
857,70
858,20
858,70
859,20
859,70
cotas (m)
VOLUMEN
SUPERFICIE

CÁLCULOS HIDRÁULICOS

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

JUNTA DE EXTREMADURA

GOBIERNO DE ESPAÑA
MINISTERIO DE AGRICULTURA, PESCA Y ALIMENTACIÓN

UNIÓN EUROPEA
Fondo Europeo Agrícola de Desarrollo Rural

Financiado por la Unión Europea
NextGenerationEU

seiasa

OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE

Grupo Tragsa (Grupo SEPI) - Sede Social: Maldonado, 58 - 28006 Madrid - Tel.: 91 322 60 00 - www.tragsa.es

Índice

1 CÁLCULOS HIDRÁULICOS BALSA 1 4
1.1 Anchura de coronación y resguardo 4
1.1.1 Datos de partida 4
1.1.2 Anchura de coronación 4
1.1.3 Resguardo 5
1.2 Obra de entrada 5
1.3 Aliviadero 6
1.3.1 Cálculo del caudal máximo 6
1.3.2 Descarga sobre el vertedero 8
1.3.3 Arqueta de rotura 9
1.3.4 Conducción de desagüe 9
1.4 Conducción de desagüe de fondo. Vaciado de la balsa 11
1.4.1 Cálculos hidráulicos 11
1.5 Sistema de drenaje de la balsa 14
1.5.1 Capacidad de evacuación de los drenes de la balsa 14
2 CÁLCULOS HIDRÁULICOS BALSA 3 18
2.1 Anchura de coronación y resguardo 18
2.1.1 Datos de partida 18
2.1.2 Anchura de coronación 18
2.1.3 Resguardo 19
2.2 Obra de entrada 19
2.3 Aliviadero 20
2.3.1 Cálculo del caudal máximo 20
2.3.2 Descarga sobre el vertedero 22
2.3.3 Arqueta de rotura 23
2.3.4 Conducción de desagüe 23
2.4 Conducción de desagüe de fondo. Vaciado de la balsa 25
2.4.1 Cálculos hidráulicos 25
2.5 Sistema de drenaje de la balsa 29
2.5.1 Capacidad de evacuación de los drenes de la balsa 29

1 CÁLCULOS HIDRÁULICOS BALSA 1

1.1 Anchura de coronación y resguardo

1.1.1 Datos de partida

Los parámetros principales de la balsa, fijados a partir de los datos del apéndice 1, son:

Volumen de Balsa a NMN: 85.116,93m3

Volumen útil de: 84.727,03 m^3

Cota a NMN 976,90 msnm

Superficie a NMN 13.146,86 m^2

1.1.2 Anchura de coronación

A falta de normativa específica aplicable a balsas, se seguirán los criterios de cálculo indicados en la Guía Técnica Nª2, Criterios para proyectos de presas y sus obras anejas, Tomo II, Presas de Materiales Sueltos y el Real Decreto 264/2021, de 13 de abril, por el que se aprueban las Normas Técnicas de seguridad para las presas y sus embalses.

En zonas de sismicidad baja la anchura de coronación viene dada por la expresión:

$$C = 3 + 1{,}5\sqrt[3]{A - 15}$$

Siendo:

C= Anchura de coronación

A= Altura máxima de la presa

$$C = 3 + 1{,}5\sqrt[3]{22{,}1 - 15} = 5{,}8\ m$$

El ancho de coronación que se va a adoptar es 6 m, suficiente para disponer en la misma de un camino de coronación.

1.1.3 Resguardo

Para el cálculo del resguardo se aplicará la fórmula que figura a continuación. Según esto, el resguardo total será la suma del sobrealto de máxima crecida más vez y media como mínimo la altura de la máxima ola posible originada por el viento.

$$R = r1 + 1{,}5\ r2$$

siendo:

$r_1 = 0{,}51$ m

$r_2 = 0{,}60\sqrt[4]{F}$ (F = Fetch = 0,171 km)

por tanto:

$$R = 0{,}51 + 1{,}5 \times \left(0{,}6\sqrt[4]{0{,}171}\right) = 1.08\ m$$

La cota de coronación de la balsa será, por tanto:

$$C.C. = N.M.N + R = 976{,}9 + 1.1 = 978\ m$$

1.2 Obra de entrada

Atendiendo a la "Guía para el proyecto, construcción, explotación, mantenimiento, vigilancia y planes de emergencia de las balsas de riego con vistas a la seguridad", elaborado por la Consellería de Medi Ambient, Aigua, Urbanisme i Habitatge de la Generalitat Valenciana, el vertido directo que se puede realizar sobre una lámina impermeable para que no produzcan erosiones sobre la misma debe tener una altura máxima de 15 cm y una velocidad inferior a 1,5 m/s.

La obra de entrada proyectada consistirá en una tubería que vierte sobre la lámina. A continuación, se va a realizar el cálculo de la longitud de vertido que es necesaria tener para que la altura máxima de vertido sobre la lámina sea de 15 cm:

$$Q = C_o \cdot L \cdot H^{3/2}$$

siendo:

Q: Caudal de cálculo = 0,0045 m^3/s

Co: Coeficiente de desagüe del vertedero =1,80 (Labio grueso)

H: Altura de vertido = 0,15 m

$$L = \frac{Q}{C_o \cdot H^{3/2}} = \frac{0{,}0045}{1{,}80 \times 0{,}15^{3/2}} = 0{,}043\ m$$

Se adopta una longitud, para la arqueta de laminación, de 0,50 m

1.3 Aliviadero

1.3.1 Cálculo del caudal máximo

Se considera el caudal máximo que se podría producir en el caso de coincidencia de la precipitación máxima previsible para un período de retorno de 1000 años, balsa llena y un fallo de parada en el sistema de llenado de la balsa.

PRECIPITACIONES

Para la determinación de la precipitación máxima en 24 horas se ha recurrido a la publicación "Máximas lluvias diarias en la España Peninsular" de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento

El cuadro resumen de la precipitación en 24h en el punto de ubicación de la balsa es el siguiente:

Valores de precipitación para los distintos períodos de retorno

T (años)	P (mm/24h)
2	78,285
5	103,445
10	122,23
25	147,22
50	166,685
100	188,7
200	210,8
500	240,63
1000	257,38

El aguacero máximo para una hora de duración correspondiente al período de retorno de 1000 años (balsa clasificada en categoría A), tendrá una intensidad:

$$I_{1h} = 0{,}386 \times X_{24h} = 0{,}386 \times 257{,}38 = 99{,}35 \frac{mm}{h} = 99{,}35 \ \frac{l}{h} \cdot m^2$$

que cayendo sobre una superficie de lámina de agua de 14.242,49 m², correspondiente a la cota de coronación de la balsa, equivale a un caudal de:

$$Q_{lluvia} = Q_1 = \frac{I_{1h}}{3600} \times S_{libre} = \frac{99{,}35}{3600} \times 14242{,}49 = 393{,}05 \ \frac{l}{s} = 0{,}393 \ m^3/s$$

CAUDAL DE AGUA APORTADO A LA BALSA

El caudal de agua de entrada a la balsa adoptado es de 4,5 l/s. Por lo tanto, el caudal total de aportación será:

$$Q_2 = 0{,}0045 \ m^3/s$$

CAUDAL A EVACUAR POR EL ALIVIADERO

$$Q = Q_1 + Q_2 = 0{,}393 + 0{,}0045 = 0.40\ m^3/s$$

1.3.2 Descarga sobre el vertedero

El caudal que puede entrar por el labio vertiente viene dado por la conocida fórmula de Rehbock:

$$Q = C_o \cdot L \cdot H^{3/2}$$

siendo:

Co: Coeficiente de desagüe del vertedero

L: Longitud del vertedero (m)

H: Altura de vertido (m)

El coeficiente de desagüe (Co), por tratarse de un vertedero en pared gruesa, se puede evaluar cómo Co = 1,80

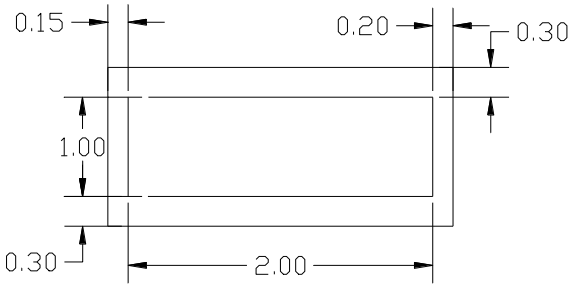
Fijados como datos de partida los siguientes:

- Caudal de cálculo 0,40 m^3/s
- Altura de vertido 0,51 m
- Coeficiente de desagüe 1,80
- Cota de labio vertiente 976,9 m.s.n.m
- Disposición Frontal

La longitud necesaria del vertedero será:

$$L = \frac{Q}{C_o \cdot H^{3/2}} = \frac{0{,}40}{1{,}80 \times 0{,}51^{3/2}} = 0{,}61\ m$$

Se adopta L=2,00 m proyectándose un aliviadero con un marco prefabricado biapoyado de hormigón armado de 2,00x1,00x2,00 (30cm)



CROQUIS MARCOS

Para 2,00 m de longitud de aliviadero la altura de vertido será:

$Q = C_o \cdot L \cdot H^{3/2}$; H=0,14 m, por lo que hay un margen de seguridad de 37cm.

1.3.3 Arqueta de rotura

A continuación del vertedero se construirá una arqueta de rotura. Esta arqueta se utilizará como depósito de agua y disipador de energía, produciéndose un gran impacto en la pared de la arqueta opuesta al canal de descarga. La arqueta hace de pequeño depósito de agua el cual desaguará por el fondo mediante una tubería de acero helicosoldado de 400 mm de diámetro.

La citada arqueta se dimensiona para que sea capaz de absorber el caudal correspondiente a la avenida de proyecto de la balsa (Q= 0,4 m^3/s).

1.3.4 Conducción de desagüe

El desagüe de la arqueta de rotura se prevé a través de una conducción de 400 mm de diámetro de acero helicosoldado, que se prolongará hasta un estanque de impacto que desagüa en el arroyo de los Caños.

Datos de partida:

- Cota de agua en la arqueta de rotura = 974,80 m.s.n.m.
- Cota de conexión con la tubería de desagüe de fondo= 961,5 m.s.n.m.
- Qtotal=0,4 m3/s
- ϕ = 406 mm
- L tramo=109,66 m

Pérdidas en tuberías (Fórmula de Manning para n=0,01)

$$h_{tub} = \left(\frac{n}{0{,}312}\right)^2 \frac{Q^2}{D^{5{,}33}} L = 14{,}88Q^2$$

Pérdidas en entrada tubería:

$$h_{entrada} = 0{,}50 \frac{Q^2}{(\pi \cdot r^2)^2 2g} = 1{,}6Q^2$$

Aplicando Bernouilli se obtiene:

$$z + \frac{P}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} = z_c + \frac{P_c}{\gamma} + \frac{v_c^{\ 2}}{2g} + \Sigma h_{perdidas}$$

$$974{,}80 + 0 + 0 = 961{,}5 + 0 + 3{,}2Q^2 + (14{,}88 + 1{,}61)Q^2$$

$$Q_{maximo} = 0{,}82\, m^3/s \qquad V_{maxima} = 6{,}55\ m/s$$

La tubería puede evacuar un caudal ($Q = 0{,}82\ m^3/s$) superior al procedente del aliviadero, por lo que el diámetro proyectado resulta adecuado. La velocidad para la evacuación del caudal de avenida máximo a sección llena será de $V = 6{,}55\ m/s$.

1.4 Conducción de desagüe de fondo. Vaciado de la balsa

El dimensionamiento del desagüe de fondo es de vital importancia para hacer frente a posibles situaciones de emergencia que requieran un vaciado rápido de la balsa.

La entrada de agua en el desagüe de fondo se ha proyectado de forma que se evite el atascamiento de éste por la acumulación de materiales de depósito. Así la rejilla de entrada de toma se ha colocado a 0,30m sobre el fondo del vaso, y lo más cercano posible al paramento de aguas arriba en la zona más baja de la balsa para obtener la máxima capacidad de desagüe.

La conducción para desagüe de fondo está formada por una tubería 406 mm de acero helicosoldado y longitud aproximada total hasta su salida al arroyo 584,72. La cota de entrada es la 967,20 m.s.n.m. y la de salida en la vaguada es la 885,00 m.s.n.m

1.4.1 Cálculos hidráulicos

Aplicando Bernouilli entre un punto situado en la superficie de la balsa en la vertical de la entrada a la tubería y el punto de salida, a los que se denomina A y B respectivamente, se tiene:

$$H_A = H_B + \Delta h$$

siendo:

$$H_A = h_A + \frac{P_A}{\gamma} + \frac{v_A^2}{2g}$$

$$H_B = h_B + \frac{P_B}{\gamma} + \frac{v_B^2}{2g}$$

$$\Delta h = \text{pérdidas}$$

La cota máxima de nivel de agua h_A que se ha tomado, es la de coronación de la balsa, 978,00 m.s.n.m. y la cota de salida aguas abajo de la balsa orientada hacia la vaguada h_B es 885,00 m. s.n.m.

Se supone v_A y p_A nulas por ser un punto en la superficie de la balsa y sin velocidad, y $p_B = 0$ por desaguar a la atmósfera. Así, la ecuación de Bernoulli queda de la forma:

$$h_A - h_B = \frac{v_B^2}{2g} + \Delta h$$

Las pérdidas de energía serán la suma de las pérdidas localizadas más las distribuidas.

$$\Delta h = \Delta h_{LOCAL} + \Delta h_{DISTR}$$

y fijando las pérdidas localizadas en un 10% de las pérdidas distribuidas.

$$\Delta h = 1{,}10 \Delta h_{DISTR} = 1{,}10\ IL$$

Las pérdidas distribuidas se obtienen mediante la expresión de Manning:

$$I = \frac{n^2 v^2}{R_H^{4/3}}$$

siendo:

RH = D/4 para tubería circular

n = 0,01 para tubería de acero helicosoldado

A continuación, se expone la tabla correspondiente a la aplicación de la expresión anterior a toda la carrera de la balsa.

CARACTERISTICAS HIDRAULICAS	COTA m	ALTURA m	VOL ACUM. m3	ALTURA MEDIA m	INCREM. VOL m3	VELOCIDAD MEDIA m/s	CAUDAL MEDIO m3/s	TIEMPO MEDIO h	T.ACUMULADO h
CORONACIÓN	978.00	93.00	100,136						
				92.45	15,019	8.57	1.08	3.88	3.88
NIVEL MAXIMO NORMAL	976.9	91.90	85,117						
				91.45	23,178	8.52	1.07	6.01	9.89
	976.00	91.00	61,938						
				90.50	0	8.48	1.07	0.00	9.89
	975.00	90.00	61,938						
				89.50	10,854	8.43	1.06	2.85	12.74
	974.00	89.00	51,084						
				88.50	9,969	8.38	1.05	2.63	15.36
	973.00	88.00	41,115						
				87.50	9,116	8.33	1.05	2.42	17.78
	972.00	87.00	31,999						
				86.50	8,295	8.29	1.04	2.21	20.00
	971.00	86.00	23,704						
				85.50	7,505	8.24	1.04	2.01	22.01
	970.00	85.00	16,198						
				84.50	6,748	8.19	1.03	1.82	23.83
	969.00	84.00	9,451						
				83.50	6,022	8.14	1.02	1.63	25.47
	968.00	83.00	3,429						
				82.50	3,420	8.09	1.02	0.93	26.40
TOMA DE FONDO	967.00	82.00	10						
TOTAL								26.40	1.10 días

El tiempo de vaciado de la balsa completo, obtenido como suma de los tiempos parciales, es de 26,40 horas, el cual se considera aceptable para este tipo de obra.

1.5 Sistema de drenaje de la balsa

En el caso de algún fallo de montaje de la lámina o por cualquier rotura posterior de la misma, podrían originarse caudales de cierta consideración que es conveniente controlar para poder tomar en tal caso las oportunas medidas.

Se proyecta la instalación de una red de drenaje, cuya misión es la de recoger, medir y evacuar las posibles pérdidas del sistema de impermeabilización para una mayor seguridad de la obra.

Al ser estos caudales a evacuar de un valor imprevisible, se ha optado por dimensionar la red para un caudal total que produzca a embalse lleno, un descenso en el nivel de las aguas de 5mm/h.

La superficie de la lámina de agua para el N.M.N. es de 13146.86 m^2, el caudal total de drenaje será:

$$13.146{,}86\ m^2 * 0{,}005 m/h = 65{,}73\ m^3/h = 0{,}018\ m^3/s = 18{,}26\ l/s$$

La superficie total impermeabilizada se distribuye de la siguiente manera:

Fondo: 644 m^2

Taludes interiores: 9350,30 m^2

1.5.1 Capacidad de evacuación de los drenes de la balsa

La balsa proyectada posee un sistema de drenaje, con tubos de PVC perforados de 160mm dividido en tres sectores, dos drenes de talud y otro de fondo de balsa. La disposición del sistema de drenaje se puede ver en el plano correspondiente al drenaje de la balsa.

Los caudales procedentes de los sectores, que discurren por cada ramal, en el caso de una hipotética rotura de la lámina que impermeabiliza la balsa, se recogen al final en tubos de PVC de 160mm de diámetro, que saldrán a una arqueta de control situada en la arqueta de válvulas del desagüe de fondo, a pie de talud aguas abajo del dique de la balsa, y donde se podrá visualizar la cantidad de agua evacuada. El vaciado de dicha arqueta se realizará mediante una

tubería de PVC de 200mm de diámetro que discurrirá junto con el desagüe de fondo hasta su salida aguas debajo de la arqueta de válvulas.

Usando el programa Flow Master se obtiene el caudal que es capaz de evacuar un dren ϕ 160mm, con una pendiente i=0,005m/m (la menor de todos los drenes que existen en la balsa).

Los datos de partida para introducir en el programa son:

Coeficiente de Manning = 0,010 (tubería de PVC)

Pendiente mínima de la tubería = 0,005 m/m

Diámetro de la tubería = 160 mm

A continuación, se expone la hoja de resultados correspondiente a la salida del programa FLOW MASTER.

DRENAJE BALSA ϕ160 mm i=0,005m/m

Project Description			
Worksheet	DRENAJE BALSA		
Flow Element	Circular Channel		
Method	Manning's Formula		
Solve For	Discharge		

Input Data		
Manning's Coefficient	0.010	
Slope	0.005000	m/m
Depth	0.15	m
Diameter	160	mm

Results		
Discharge	0.0179	m^3/s
Flow Area	2.0e-2	m^2
Wetted Perimeter	0.42	m
Top Width	0.08	m
Critical Depth	0.12	m
Percent Full	93.7	%
Critical Slope	0.006703	m/m
Velocity	0.91	m/s
Velocity Head	0.04	m
Specific Energy	0.19	m

Results		
Froude Number	0.58	
Maximum Discharge	0.0179	m^3/s
Discharge Full	0.0166	m^3/s
Slope Full	0.005786	m/m
Flow Type	Subcritical	

Por lo tanto, el caudal máximo que es capaz de evacuar cada dren es de Q= 17,90 l/s. Al tener tres sectores, el caudal total evacuado es de 53,70 l/s, superior al caudal drenado por la balsa.

Como se ha dicho anteriormente, los caudales que pudiera llegar a la arqueta de control de drenes son evacuados mediante una tubería de PVC de 200 mm de diámetro. Usando el programa Flow Master se obtiene el caudal que es capaz de evacuar esta tubería.

Los datos de partida para introducir en el programa son:

Coeficiente de Manning = 0,010 (tubería de PVC)

Pendiente mínima de la tubería = 0,005 m/m

Diámetro de la tubería = 200 mm

A continuación, se expone la hoja de resultados correspondiente a la salida del programa FLOW MASTER.

VACIADO ARQUETA DE CONTROL ϕ200 mm

Project Description	
Worksheet	TUBERÍA VACIADO ARQUETA CONTROL DRENES
Flow Element	Circular Channel
Method	Manning's Formula
Solve For	Discharge

Input Data		
Manning's Coefficient	0.010	
Slope	0.005000	m/m
Depth	0.19	m
Diameter	200	mm

Results		
Discharge	0.0324	m^3/s
Flow Area	3.1e-2	m^2
Wetted Perimeter	0.54	m

Results		
Top Width	0.09	m
Critical Depth	0.16	m
Percent Full	95.0	%
Critical Slope	0.006439	m/m
Velocity	1.05	m/s
Velocity Head	0.06	m
Specific Energy	0.25	m
Froude Number	0.56	
Maximum Discharge	0.0324	m^3/s
Discharge Full	0.0301	m^3/s
Slope Full	0.005773	m/m
Flow Type	Subcritical	

Obteniéndose un caudal de evacuación de 32,4 l/s, suficiente para evacuar el caudal procedente de los drenes.

2 CÁLCULOS HIDRÁULICOS BALSA 3

2.1 Anchura de coronación y resguardo

2.1.1 Datos de partida

Los parámetros principales de la balsa, fijados a partir de los datos del apéndice 1, son:

Volumen de Balsa a NMN: 19.935,03m^3

Volumen útil de: 19.786,28 m^3

Cota a NMN 858,70 m.s.n.m

Superficie a NM 5.270,26 m^2

2.1.2 Anchura de coronación

A falta de normativa específica aplicable a balsas, se seguirán los criterios de cálculo indicados en la Guía Técnica Nª2, Criterios para proyectos de presas y sus obras anejas, Tomo II, Presas de Materiales Sueltos y el Real Decreto 264/2021, de 13 de abril, por el que se aprueban las Normas Técnicas de seguridad para las presas y sus embalses.

En zonas de sismicidad baja la anchura de coronación viene dada por la expresión:

$$C = 3 + 1{,}5\sqrt[3]{A - 15}$$

Siendo:

C= Anchura de coronación

A= Altura máxima de la presa

$$C = 3 + 1{,}5\sqrt[3]{20.5 - 15} = 5{,}65\ m$$

El ancho de coronación que se va a adoptar es 6 m, suficiente para disponer en la misma de un camino de coronación.

2.1.3 Resguardo

Para el cálculo del resguardo se aplicará la fórmula que figura a continuación. Según esto, el resguardo total será la suma del sobrealto de máxima crecida más vez y media como mínimo la altura de la máxima ola posible originada por el viento.

$$R = r1 + 1{,}5\ r2$$

siendo:

$r_1 = 0{,}5$ m

$r_2 = 0{,}60\sqrt[4]{F}$ (F = Fetch = 0,073 km)

por tanto:

$$R = 0{,}5 + 1{,}5 \times \left(0{,}6\sqrt[4]{0{,}073}\right) = 1m$$

La cota de coronación de la balsa será, por tanto:

$$C.C. = N.M.N + R = 858{,}7 + 1 = 859{,}7\ m$$

2.2 Obra de entrada

Atendiendo a la "Guía para el proyecto, construcción, explotación, mantenimiento, vigilancia y planes de emergencia de las balsas de riego con vistas a la seguridad", elaborado por la Consellería de Medi Ambient, Aigua, Urbanisme i Habitatge de la Generalitat Valenciana, el vertido directo que se puede realizar sobre una lámina impermeable para que no produzcan erosiones sobre la misma debe tener una altura máxima de 15 cm y una velocidad inferior a 1,5 m/s.

La obra de entrada proyectada consistirá en una tubería que vierte sobre la lámina. A continuación, se va a realizar el cálculo de la longitud de vertido que es necesaria tener para que la altura máxima de vertido sobre la lámina sea de 15 cm:

$$Q = C_o \cdot L \cdot H^{3/2}$$

siendo:

Q: Caudal de cálculo = 0,00248 m^3/s

Co: Coeficiente de desagüe del vertedero =1,80 (Labio grueso)

H: Altura de vertido = 0,15 m

$$L = \frac{Q}{C_o \cdot H^{3/2}} = \frac{0{,}00248}{1{,}80 \times 0{,}15^{3/2}} = 0{,}024\ m$$

Se adopta una longitud, para la arqueta de laminación, de 2,00 m

2.3 Aliviadero

2.3.1 Cálculo del caudal máximo

Se considera el caudal máximo que se podría producir en el caso de coincidencia de la precipitación máxima previsible para un período de retorno de 1000 años, balsa llena y un fallo de parada en el sistema de llenado de la balsa.

PRECIPITACIONES

Para la determinación de la precipitación máxima en 24 horas se ha recurrido a la publicación "Máximas lluvias diarias en la España Peninsular" de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento

El cuadro resumen de la precipitación en 24h en el punto de ubicación de la balsa es el siguiente:

Valores de precipitación para los distintos períodos de retorno

T (años)	P (mm/24h)
2	78,285
5	103,445
10	122,23
25	147,22
50	166,685
100	188,7
200	210,8
500	240,63
1000	257,38

El aguacero máximo para una hora de duración correspondiente al período de retorno de 1000 años (balsa clasificada en categoría A), tendrá una intensidad:

$$I_{1h} = 0{,}386 \times X_{24h} = 0{,}386 \times 257{,}38 = 99{,}35 \frac{mm}{h} = 99{,}35 \ \frac{l}{h} \cdot m^2$$

que cayendo sobre una superficie de lámina de agua de 5.905,97 m^2, correspondiente a la cota de coronación de la balsa, equivale a un caudal de:

$$Q_{lluvia} = Q_1 = \frac{I_{1h}}{3600} \times S_{libre} = \frac{99{,}35}{3600} \times 5905{,}97 = 162.99 \ \frac{l}{s} = 0{,}163 \ m^3/s$$

CAUDAL DE AGUA APORTADO A LA BALSA

El caudal de agua de entrada a la balsa adoptado es de 2,48 l/s. Por lo tanto, el caudal total de aportación será:

$$Q_2 = 0{,}00248\ m^3/s$$

CAUDAL A EVACUAR POR EL ALIVIADERO

$$Q = Q_1 + Q_2 = 0{,}163 + 0{,}00248 = 0{,}165\ m^3/s$$

2.3.2 Descarga sobre el vertedero

El caudal que puede entrar por el labio vertiente viene dado por la conocida fórmula de Rehbock:

$$Q = C_o \cdot L \cdot H^{3/2}$$

siendo:

Co: Coeficiente de desagüe del vertedero

L: Longitud del vertedero (m)

H: Altura de vertido (m)

El coeficiente de desagüe (Co), por tratarse de un vertedero en pared gruesa, se puede evaluar cómo Co = 1,80

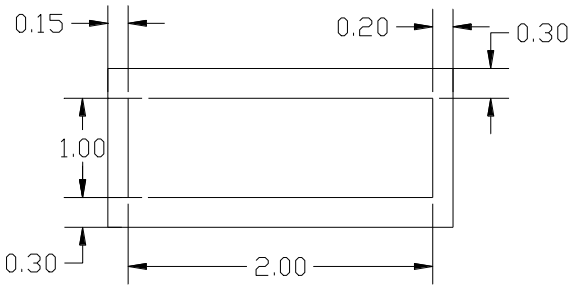
Fijados como datos de partida los siguientes:

- Caudal de cálculo 0,165 m3/s
- Altura de vertido 0,5 m
- Coeficiente de desagüe 1,80
- Cota de labio vertiente 858,7 m.s.n.m
- Disposición Frontal

La longitud necesaria del vertedero será:

$$L = \frac{Q}{C_o \cdot H^{3/2}} = \frac{0{,}165}{1{,}80 \times 0{,}5^{3/2}} = 0{,}26\ m$$

Se adopta L=2,00 m proyectándose un aliviadero con un marco prefabricado biapoyado de hormigón armado de 2,00x1,00x2,00 (30cm)



CROQUIS MARCOS

Para 2,00 m de longitud de aliviadero la altura de vertido será:

$Q = C_o \cdot L \cdot H^{3/2}$; H=0,13 m, por lo que hay un margen de seguridad de 37cm.

2.3.3 Arqueta de rotura

A continuación del vertedero se construirá una arqueta de rotura. Esta arqueta se utilizará como depósito de agua y disipador de energía, produciéndose un gran impacto en la pared de la arqueta opuesta al canal de descarga. La arqueta hace de pequeño depósito de agua el cual desaguará por el fondo mediante una tubería de acero helicosoldado de 400 mm de diámetro

La citada arqueta se dimensiona para que sea capaz de absorber el caudal correspondiente a la avenida de proyecto de la balsa (Q= 0,165 m^3/s).

2.3.4 Conducción de desagüe

El desagüe de la arqueta de rotura se prevé a través de una conducción de 406 mm de diámetro de acero helicosoldado, que se prolongará hasta desaguar en el arroyo De Los Caños.

Datos de partida:

- Cota de agua en la arqueta de rotura = 857,20 m.s.n.m.
- Cota de conexión con la tubería de desagüe de fondo= 845,4 m.s.n.m.
- Qtotal=0,165 m3/s
- ϕ = 406 mm
- L tramo=59,04 m

Pérdidas en tuberías (Fórmula de Manning para n=0,01)

$$h_{tub} = \left(\frac{n}{0{,}312}\right)^2 \frac{Q^2}{D^{5{,}33}} L = 8{,}014 Q^2$$

Pérdidas en entrada tubería:

$$h_{entrada} = 0{,}50 \frac{Q^2}{(\pi \cdot r^2)^2 2g} = 1{,}58 Q^2$$

Aplicando Bernouilli se obtiene:

$$z + \frac{P}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} = z_c + \frac{P_c}{\gamma} + \frac{v_c^{\ 2}}{2g} + \Sigma h_{perdidas}$$

$$857{,}20 + 0 + 0 = 845{,}4 + 0 + 3{,}16 Q^2 + (8{,}014 + 1{,}58) Q^2$$

$$Q_{maximo} = 0{,}96\ m^3/s \qquad V_{maxima} = 7{,}65\ m/s$$

La tubería puede evacuar un caudal ($Q = 0{,}96\ m^3/s$) superior al procedente del aliviadero, por lo que el diámetro proyectado resulta adecuado. La velocidad para la evacuación del caudal de avenida máximo a sección llena será de $V = 7{,}65\ m/s$.

2.4 Conducción de desagüe de fondo. Vaciado de la balsa

El dimensionamiento del desagüe de fondo es de vital importancia para hacer frente a posibles situaciones de emergencia que requieran un vaciado rápido de la balsa.

La entrada de agua en el desagüe de fondo se ha proyectado de forma que se evite el atascamiento de éste por la acumulación de materiales de depósito. Así la rejilla de entrada de toma se ha colocado a 0,30m sobre el fondo del vaso, y lo más cercano posible al paramento de aguas arriba en la zona más baja de la balsa para obtener la máxima capacidad de desagüe.

La conducción para desagüe de fondo está formada por una tubería 400 mm de acero helicosoldado y longitud aproximada total hasta su salida a la vaguada existente en la zona de 900 m. La cota de entrada es la 853.25 m.s.n.m. y la de salida en la vaguada es la 801,40 m.s.n.m

2.4.1 Cálculos hidráulicos

Aplicando Bernouilli entre un punto situado en la superficie de la balsa en la vertical de la entrada a la tubería y el punto de salida, a los que se denomina A y B respectivamente, se tiene:

$$H_A = H_B + \Delta h$$

siendo:

$$H_A = h_A + \frac{P_A}{\gamma} + \frac{v_A^2}{2g}$$

$$H_B = h_B + \frac{P_B}{\gamma} + \frac{v_B^2}{2g}$$

Δh = pérdidas

La cota máxima de nivel de agua h_A que se ha tomado, es la de coronación de la balsa, 859,70 m.s.n.m. y la cota de salida aguas abajo de la balsa orientada hacia la vaguada h_B es 801,40 ms.n.m.

Se supone v_A y p_A nulas por ser un punto en la superficie de la balsa y sin velocidad, y $p_B = 0$ por desaguar a la atmósfera. Así, la ecuación de Bernoulli queda de la forma:

$$h_A - h_B = \frac{v_B^2}{2g} + \Delta h$$

Las pérdidas de energía serán la suma de las pérdidas localizadas más las distribuidas.

$$\Delta h = \Delta h_{LOCAL} + \Delta h_{DISTR}$$

y fijando las pérdidas localizadas en un 10% de las pérdidas distribuidas.

$$\Delta h = 1{,}10 \Delta h_{DISTR} = 1{,}10\ IL$$

Las pérdidas distribuidas se obtienen mediante la expresión de Manning:

$$I = \frac{n^2 v^2}{R_H^{4/3}}$$

siendo:

RH = D/4 para tubería circular

n = 0,01 para tubería de acero helicosoldado

A continuación, se expone la tabla correspondiente a la aplicación de la expresión anterior a toda la carrera de la balsa.

CARACTERISTICAS HIDRAULICAS	COTA	ALTURA	VOL ACUM.	ALTURA MEDIA	INCREM. VOL	VELOCIDAD MEDIA	CAUDAL MEDIO	TIEMPO MEDIO	T.ACUMULADO
	m	m	m3	m	m3	m/s	m3/s	h	h
CORONACIÓN	859.70	58.30	25.507						
				58.20	1.166	5.48	0.69	0.47	0.47
NIVEL MAXIMO NORMAL	859.5	58.10	24.341						
				57.98	1.421	5.47	0.69	0.57	1.04
	859.25	57.85	22.921						
				57.73	1.381	5.46	0.69	0.56	1.60
	859.00	57.60	21.540						
				57.45	1.605	5.44	0.68	0.65	2.26
	858.70	57.30	19.935						
				57.20	1.040	5.43	0.68	0.42	2.68
	858.50	57.10	18.895						
				56.98	1.265	5.42	0.68	0.52	3.19
	858.25	56.85	17.631						
				56.73	1.227	5.41	0.68	0.50	3.70
	858.00	56.60	16.404						
				56.48	1.189	5.40	0.68	0.49	4.18
	857.75	56.35	15.215						
				56.23	1.153	5.38	0.68	0.47	4.66
	857.50	56.10	14.062						
				55.98	1.116	5.37	0.68	0.46	5.12
	857.25	55.85	12.946						
				55.73	1.080	5.36	0.67	0.45	5.56
	857.00	55.60	11.865						
				55.48	1.045	5.35	0.67	0.43	5.99
	856.75	55.35	10.820						
				55.23	1.010	5.34	0.67	0.42	6.41
	856.50	55.10	9810						
				54.98	976	5.32	0.67	0.41	6.82
	856.25	54.85	8.834						
				54.73	942	5.31	0.67	0.39	7.21
	856.00	54.60	7.892						
				54.48	909	5.30	0.67	0.38	7.59
	855.75	54.35	6.983						
				54.23	876	5.29	0.66	0.37	7.95
	855.50	54.10	6.107						
				53.98	844	5.28	0.66	0.35	8.31
	855.25	53.85	5.264						
				53.73	812	5.26	0.66	0.34	8.65
	855.00	53.60	4.452						
				53.48	780	5.25	0.66	0.33	8.98
	854.75	53.35	3.671						
				53.23	750	5.24	0.66	0.32	9.29
	854.50	53.10	2.922						
				52.98	719	5.23	0.66	0.30	9.60
	854.25	52.85	2.203						
				52.73	690	5.21	0.66	0.29	9.89
	854.00	52.60	1.513						
				52.48	611	5.20	0.65	0.26	10.15
	853.75	52.35	902						
				52.23	469	5.19	0.65	0.20	10.35
	853.50	52.10	434						
				51.98	285	5.18	0.65	0.12	10.47
toma de fondo	853.25	51.85	148.75						
TOTAL								10.47	0.44
									días

El tiempo de vaciado de la balsa completo, obtenido como suma de los tiempos parciales, es de 10,47 horas, el cual se considera aceptable para este tipo de obra.

2.5 Sistema de drenaje de la balsa

En el caso de algún fallo de montaje de la lámina o por cualquier rotura posterior de la misma, podrían originarse caudales de cierta consideración que es conveniente controlar para poder tomar en tal caso las oportunas medidas.

Se proyecta la instalación de una red de drenaje, cuya misión es la de recoger, medir y evacuar las posibles pérdidas del sistema de impermeabilización para una mayor seguridad de la obra.

Al ser estos caudales a evacuar de un valor imprevisible, se ha optado por dimensionar la red para un caudal total que produzca a embalse lleno, un descenso en el nivel de las aguas de 5mm/h.

La superficie de la lámina de agua para el N.M.N. es de 13146,86 m^2, el caudal total de drenaje será:

$$13146{,}86\ m^2 * 0{,}005 m/h = 65{,}73\ m^3/h = 0{,}01826\ m^3/s = 18{,}26\ l/s$$

La superficie total impermeabilizada se distribuye de la siguiente manera:

Fondo: 2719,65 m^2

Taludes interiores: 3499,71 m^2

2.5.1 Capacidad de evacuación de los drenes de la balsa

La balsa proyectada posee un sistema de drenaje, con tubos de PVC perforados de 160mm dividido en dos sectores, un dren de talud y otro de fondo de balsa. La disposición del sistema de drenaje se puede ver en el plano correspondiente al drenaje de la balsa.

Los caudales procedentes de los sectores, que discurren por cada ramal, en el caso de una hipotética rotura de la lámina que impermeabiliza la balsa, se recogen al final en tubos de PVC

de 160mm de diámetro, que saldrán a una arqueta de control situada en la arqueta de válvulas del desagüe de fondo, a pie de talud aguas abajo del dique de la balsa, y donde se podrá visualizar la cantidad de agua evacuada. El vaciado de dicha arqueta se realizará mediante una tubería de PVC de 200mm de diámetro que discurrirá junto con el desagüe de fondo hasta su salida a la misma acequia que el desagüe.

Usando el programa Flow Master se obtiene el caudal que es capaz de evacuar un dren ϕ 160mm, con una pendiente i=0,005m/m (la menor de todos los drenes que existen en la balsa).

Los datos de partida para introducir en el programa son:

Coeficiente de Manning = 0,010 (tubería de PVC)

Pendiente mínima de la tubería = 0,005 m/m

Diámetro de la tubería = 160 mm

A continuación, se expone la hoja de resultados correspondiente a la salida del programa FLOW MASTER.

DRENAJE BALSA ϕ160 mm i=0,005m/m

Project Description			
Worksheet	DRENAJE BALSA		
Flow Element	Circular Channel		
Method	Manning's Formula		
Solve For	Discharge		

Input Data		
Manning's Coefficient	0.010	
Slope	0.005000	m/m
Depth	0.15	m
Diameter	160	mm

Results		
Discharge	0.0179	m^3/s
Flow Area	2.0e-2	m^2
Wetted Perimeter	0.42	m
Top Width	0.08	m
Critical Depth	0.12	m

Results		
Percent Full	93.7	%
Critical Slope	0.006703	m/m
Velocity	0.91	m/s
Velocity Head	0.04	m
Specific Energy	0.19	m
Froude Number	0.58	
Maximum Discharge	0.0179	m^3/s
Discharge Full	0.0166	m^3/s
Slope Full	0.005786	m/m
Flow Type	Subcritical	

Por lo tanto, el caudal máximo que es capaz de evacuar cada dren es de Q= 17,90 l/s. Al tener dos sectores, el caudal total evacuado es de 35,8 l/s, superior al caudal drenado por la balsa.

Como se ha dicho anteriormente, los caudales que pudiera llegar a la arqueta de control de drenes son evacuados mediante una tubería de PVC de 200 mm de diámetro. Usando el programa Flow Master se obtiene el caudal que es capaz de evacuar esta tubería.

Los datos de partida para introducir en el programa son:

Coeficiente de Manning = 0,010 (tubería de PVC)

Pendiente mínima de la tubería = 0,005 m/m

Diámetro de la tubería = 200 mm

A continuación, se expone la hoja de resultados correspondiente a la salida del programa FLOW MASTER.

VACIADO ARQUETA DE CONTROL ϕ200 mm

Project Description	
Worksheet	TUBERÍA VACIADO ARQUETA CONTROL DRENES
Flow Element	Circular Channel
Method	Manning's Formula
Solve For	Discharge

Input Data		
Manning's Coefficient	0.010	
Slope	0.005000	m/m
Depth	0.19	m
Diameter	200	mm

Results		
Discharge	0.0324	m^3/s
Flow Area	3.1e-2	m^2
Wetted Perimeter	0.54	m
Top Width	0.09	m
Critical Depth	0.16	m
Percent Full	95.0	%
Critical Slope	0.006439	m/m
Velocity	1.05	m/s
Velocity Head	0.06	m
Specific Energy	0.25	m
Froude Number	0.56	
Maximum Discharge	0.0324	m^3/s
Discharge Full	0.0301	m^3/s
Slope Full	0.005773	m/m
Flow Type	Subcritical	

Obteniéndose un caudal de evacuación de 32,4 l/s, suficiente para evacuar el caudal procedente de los drenes.

APÉNDICE 3. CÁLCULOS MECÁNICOS

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

Financiado por la Unión Europea
NextGenerationEU

Índice

1 Introducción 4
2 CÁLCULOS MECÁNICOS BALSA 1 5
2.1 Arqueta de la obra de entrada a la balsa 5
2.1.1 Cálculo de armaduras 7
2.2 Arqueta de descarga del aliviadero 13
2.2.1 Cálculo de armaduras 14
2.3 Arqueta interior de toma y desagüe de fondo 21
2.3.1 Cálculo de armaduras 23
2.4 Arqueta de válvulas 32
2.4.1 Cálculo de armaduras 34
2.5 Estanque de impacto 44
2.5.1 Cálculo de armaduras 46
3 CÁLCULOS MECÁNICOS DE LA BALSA 3 58
3.1 Arqueta de la obra de entrada- aliviadero 58
3.1.1 Cálculo de armaduras 60
3.2 Arqueta interior de toma y desagüe de fondo 68
3.2.1 Cálculo de armaduras 70
3.3 Arqueta de válvulas 79
3.3.1 Cálculo de armaduras 81

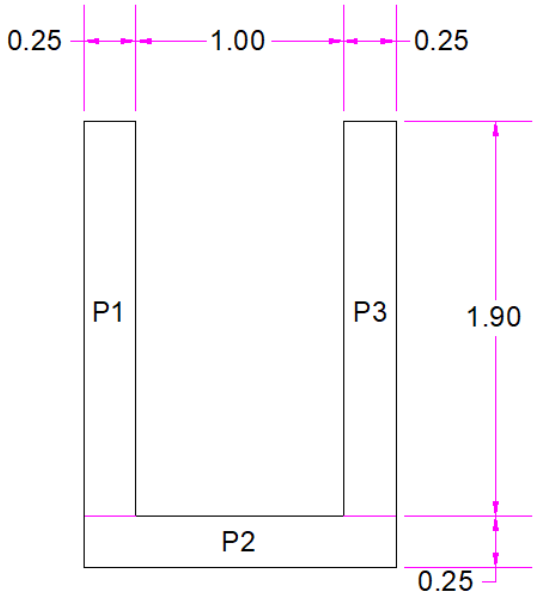
1 Introducción

El objetivo del presente anejo de cálculos mecánicos es dimensionar desde el punto de vista estructural los distintos elementos de las Balsas de Almacenamiento y Regulación de Barrado

Debe tenerse en cuenta que los cálculos realizados no tienen en cuenta la existencia de niveles freáticos por encima de la cota inferior de las losas ya que se han tomado como referencia los resultados aportados por la geotecnia previa de los que se desprende que, actualmente, dichos niveles están por debajo de las mencionadas cotas, debiendo comprobarse los mencionados niveles freáticos durante la ejecución de las obras realizando los recalculos oportunos en caso de que sean necesarios.

2 CÁLCULOS MECÁNICOS BALSA 1

2.1 Arqueta de la obra de entrada a la balsa



En primer lugar, se define el tipo de exposición y el ambiente según el código estructural en el apartado del Volumen III: "*Dimensionamiento y comprobación de estructuras de hormigón*" anejo 19, según la tabla *A19.4.1: Clases de exposición relativas a las condiciones ambientales de acuerdo con el artículo 27 del código estructural.*

XC2	Húmedo, raramente seco	Elementos de hormigón armado o pretensado permanentemente en contacto con agua o enterrados en suelos no agresivos (por ejemplo, cimentaciones).

En base al *Apéndice E del Código Estructural: Tabla A19. E.1* y la clase de exposición anteriormente definida, se establece la resistencia característica del hormigón:

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	Clase de exposición										
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3
Resistencia característica (N/mm²)	Masa	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Armado	25	25	25	30	30	30	30	35	30	30	30
	Pretensado	25	25	25	30	30	30	35	35	35	35	35
		XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	XM1	XM2	XM3	
	Masa	30	30	30	30	30	30	35	30	30	30	
	Armado	30	30	30	30	30	30	35	30	30	30	
	Pretensado	30	30	30	30	30	35	35	30	30	30	

Por tanto, el hormigón quedaría definido como: **HA-25/B/20/XC2.**

El acero utilizado para las armaduras será Acero **B-500S.**

Características de los materiales

Hormigón : fck = 25 N / mm2 $\gamma c = 1,50$

Acero : fyk = 500 N / mm2 $\gamma s = 1,15$

Densidad del terreno seco (γt) : 18,0 KN/m3

Angulo de rozamiento interno (φ) : 33 º

Coeficiente de empuje activo (λ) : (1 - sen φ) / (1 + sen φ) = 0,29

Densidad del hormigón (γc) : 25,0 KN/m3

<u>Hipótesis de cálculo</u>

Arqueta vacía, sometida al empuje lateral de un terreno natural para el cálculo de los muros lateras

Acciones por metro lineal de estructura

P1=P3= 0,25*1,90*1*25=11,9 KN/m

P2=0,25*1,50*1*25=9,4 KN/m

Parqueta=2*11,9+9,4=33,20 KN/m

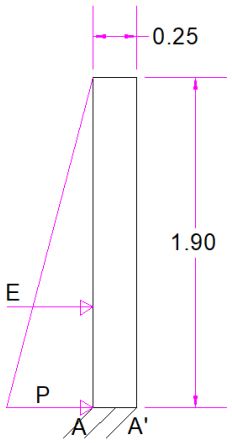
Tensiones transmitidas al terreno debidas al peso:

$\sigma = \Sigma Pi / L = 33,10 / 1,5 = 22,07$ KN/m²

2.1.1 Cálculo de armaduras

Muros laterales:

Se considerará como una ménsula empotrada en la base sometida al empuje de un terreno natural supuesta la arqueta vacía.



Sección A - A´:

$E = (1/2 * 1{,}90^2 * 0{,}29 * 18) = 9{,}58$ KN

Q=E=9,58 KN

M = - 1/3*1,9*9,58= 6,07 KNm

Qd = 1,5*Q=14,37 KN

$M_d = 1{,}5 * M = 9{,}10$ KNm

<u>Cálculo de cuantía mínima</u>

Para definir la armadura necesaria se realiza el cálculo según se indica en el Código estructural, Volumen III, Anejo 19 "Proyecto de estructuras de hormigón. Reglas generales y reglas para la edificación".

9.2.1.1 Cuantías máximas y mínimas de armadura

(1) El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,\min}$.

NOTA: Véase también el apartado 7.3 para el área de la armadura longitudinal de tracción con el fin de controlar la fisuración.

El valor a utilizar de $A_{s,\min}$ se establece mediante la expresión (9.1)

$$A_{s,\min} = \frac{W}{z}\frac{f_{ctm,fl}}{f_{yd}} \qquad (9.1)$$

donde:

z es el brazo mecánico en las sección en Estado Límite Último, que puede calcularse de forma aproximada como z = 0,8h,

W es el módulo resistente de la sección bruta relativo a la fibra más traccionada,

$f_{ctm,fl}$ es la resistencia media a flexotracción,

f_{yd} es la resistencia de cálculo de las armaduras pasivas en tracción.

De forma alternativa, y en el caso de elementos secundarios en los que sea admisible un cierto riesgo de rotura frágil, $A_{s,\min}$ se podrá tomar igual a 1,2 veces el área necesaria en la comprobación en estado límite último.

(2) Las secciones que contengan una cuantía de armadura inferior a $A_{s,\min}$ se considerarán como secciones sin armar (véase el apartado 12).

(3) El área de la sección de la armadura de tracción o de compresión no debe superar $A_{s,\max} = 0,04\,A_c$ fuera de las zonas de solape.

(4) Para elementos pretensados con armaduras activas no adherentes de forma permanente, o con cables exteriores de pretensado, se debe comprobar que el momento último resistente es superior al momento de fisuración a flexión. Será suficiente un momento resistente de 1,15 veces el momento de fisuración.

En ese caso:

$$W = \frac{B * h^2}{6} = \frac{100 * 25^2}{6} = 10416{,}66$$

$z = 0{,}8 * h = 0{,}8 * 25$=20

$f_{ctm} = 2{,}6$, según la tabla *"A19.3.1 Características de resistencia y deformación del hormigón"*

$f_{ctm,ft} = máx\{(1{,}6 - h/1000)f_{ctm});\ f_{ctm}\}$;

$f_{ctm,ft} = máx\{(1{,}6 - 250/1000)2{,}6);\ 2{,}6\}$=3,51

Clases resistentes del hormigón															Relación analítica / Explicación
f_{ck} (N/mm^2)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
f_{cm} (N/mm^2)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm}(t)=f_{ck}(t)+8$ (N/mm^2)
f_{ctm} (N/mm^2)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm}=0,30\times f_{ck}^{(2/3)}\leq f_{ck}$ 50 N/mm^2 $f_{ctm}=2,12\cdot ln\,(1+(f_{cm}/10))>f_{ck}$ 50 N/mm^2
$f_{ctk;\,0,05}$ (N/mm^2)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk\,0,05}=0,7\times f_{ctm}$ cuantil 5%
$f_{ctk;\,0,95}$ (N/mm^2)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk\,0,95}=1,3\times f_{ctm}$ cuantil 95%
E_{cm} ($10^3\,N/mm^2$)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm}=22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ (f_{cm} en N/mm^2)
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,2	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	véase la figura A19.3.2 ε_{c1} (‰) = $0,7\,f_{cm}^{0,31}\leq 2,8$
ε_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	véase la figura A19.3.2 para $f_{ck}\geq 50$ N/mm^2 ε_{cu1} (‰) $=2,8+27[(98-f_{cm}/100)]^4$
ε_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	véase la figura A19.3.3 para $f_{ck}\geq 50$ N/mm^2 ε_{c2} (‰) $=2,0+0,85[(f_{ck}-50)]^{0,53}$
ε_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	véase la figura A19.3.3 para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ ε_{cu2} (‰)$=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ $n=1,4+23,4[(90-f_{ck})/100]^4$
ε_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	véase la figura A19.3.4 para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ ε_{c3} (‰)$=1,75+0,55[(f_{ck}-50)/40]$
ε_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	véase la figura A19.3.4 para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ ε_{cu3} (‰)$=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4$

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 434,78$$

$$A_{smin} = \frac{W}{z}\frac{f_{ctm}}{f_{yd}} = 4,20\ cm^2$$

Por tanto, se dispondrán de 4Ø12 que equivale a una sección de 4,52 cm².

COMPROBACIÓN A FLEXIÓN COMPUESTA - SECCIONES RECTANGULARES

Volver al índice

DATOS

Dimensiones de la sección

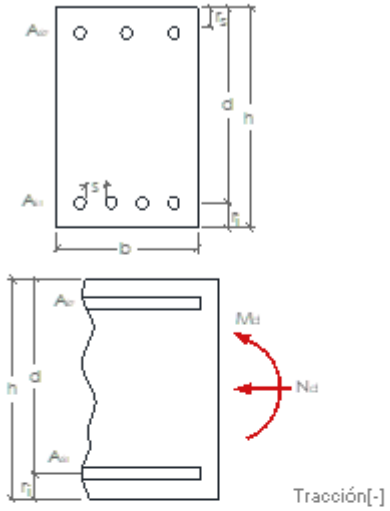
h	0.25	m
b	1.00	m
$r_{MEC,INF}$	0.05	m
$r_{MEC,SUP}$	0.05	m
d	0.20	m

Características de los materiales

f_{ck}	500	N/mm²
f_{cd}	25	N/mm²
T.M.A.	20	mm
γ_c	1.15	u
γ_s	1.50	u
α_{cc}	1.00	u
f_{yk}	434.8	N/mm²
f_{yd}	16.67	N/mm²

Disposición de las armaduras

$\#b_{s1}$	4	ud.
$Ø_{s1}$	12	mm
A_{s1}	4.52	cm²
$\#b_{s2}$	4	ud.
$Ø_{s2}$	12	mm
A_{s2}	4.52	cm²



Esfuerzos de cálculo

M_d	9.26	m·kN
N_d	0	kN
M_d'	9.26	m·kN

CÁLCULOS

Cálculos previos

U_{s1}	196.7	kN
U_{s2}	196.691	kN

Valores límite (Diag. Rectangular)

x_{LIM}	0.12	m
y_{LIM}	0.10	m
$F_{c,LIM}$	1645.0	kN
M_{lim}	247.81	mkN

RESULTADO

Resultados

	FALSO	
y_{real}	0.00	m
F_c	0.0	kN
M_c'	**23.56**	m·kN
M_c	23.50	m·kN
N_c	0.00	kN

Interpretación de resultados:

Cumple, no es necesario aumentar la armadu

Armadura a cortante (Anejo 19 apartado 6.2.2 Código Estructural)

$V_{Rd,c}=[C_{Rd,c}*k(100*p_l*f_{ck})^{1/3}+k_1*\sigma_{cp}]*b_w*d$

Con un valor mínimo de:

$V_{Rd,c}=[v_{min}+k_1*\sigma_{cp}]*b_w*d$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2; K = 1 + \sqrt{\frac{200}{194}} = 2$$

$$\rho l = \frac{Asl}{bwd} \leq 0{,}02 = \frac{4{,}52}{100 * 19.4} = 0{,}0023$$

$$\sigma = \min\left[\frac{N_{Ed}}{b * h}, 0{,}2 * f_{cd}\right] = 0$$

$$v_{min} = \left(0{,}035 * K^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}}\right) = 0{,}035 * 2^{\frac{3}{2}} * 25^{\frac{1}{2}} = 0{,}495$$

$$C_{Rd.c} = \frac{0{,}18}{\gamma_c} = \frac{0{,}18}{1{,}5} = 0{,}12$$

$$k_1 = 0{,}15$$

$V_{Rd,c}$=180,48 KN >q=9,75 KN

No se necesita armadura adicional a cortante

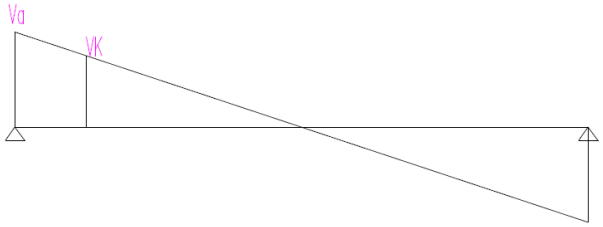
CÁLCULO DE LA LOSA

El momento máximo en la losa será el transmitido por los muros laterales (Md= 9,26 KNm) debido a la continuidad de momentos. Por tanto, la armadura a tracción sería la misma4 Ø12 con As=4,52 cm^2

Se calcula si será necesario armadura de cortante:

El cortante se divide en los extremos por tanto Va=22,07/2=11,035KN

Para calcular Vk se desplaza ese cortante al canto útil (0,25+0,25/2), siendo VK=4,41 KN



Vd=1,50*4,41=**6,61** KN

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2; K = 1 + \sqrt{\frac{200}{194}} = 2$$

$$\rho l = \frac{Asl}{bwd} \leq 0{,}02 = \frac{4{,}52}{100 * 19.4} = 0{,}0023$$

$$\sigma = \min\left[\frac{N_{Ed}}{b * h}, 0{,}2 * f_{cd}\right] = 11{,}49$$

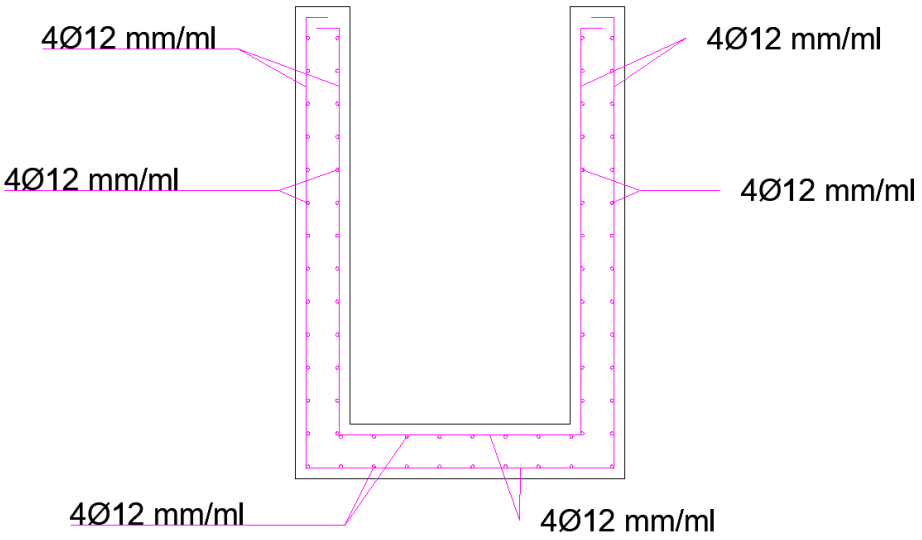
$$v_{min} = \left(0{,}035 * K^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}}\right) = 0{,}035 * 2^{\frac{3}{2}} * 25^{\frac{1}{2}} = 0{,}495$$

$$C_{Rd.c} = \frac{0{,}18}{\gamma_c} = \frac{0{,}18}{1{,}5} = 0{,}12$$

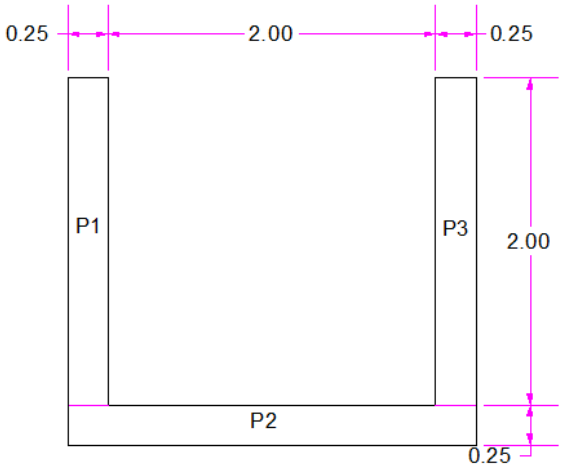
$$k_1 = 0{,}15$$

$V_{Rd,c}$102,99KN >q=4,41 KN, por tanto, no se necesita armadura a cortante.

CROQUIS DE ARMADO:



2.2 Arqueta de descarga del aliviadero



En primer lugar, se define el tipo de exposición y el ambiente según el código estructural en el apartado del Volumen III: "*Dimensionamiento y comprobación de estructuras de hormigón*" anejo 19, según la tabla *A19.4.1: Clases de exposición relativas a las condiciones ambientales de acuerdo con el artículo 27 del código estructural.*

XC2	Húmedo, raramente seco	Elementos de hormigón armado o pretensado permanentemente en contacto con agua o enterrados en suelos no agresivos (por ejemplo, cimentaciones).

En base al *Apéndice E del Código Estructural: Tabla A19. E.1* y la clase de exposición anteriormente definida, se establece la resistencia característica del hormigón:

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	Clase de exposición										
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3
Resistencia característica (N/mm²)	Masa	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Armado	25	25	25	30	30	30	30	35	30	30	30
	Pretensado	25	25	25	30	30	30	35	35	35	35	35
		XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	XM1	XM2	XM3	
	Masa	30	30	30	30	30	30	35	30	30	30	
	Armado	30	30	30	30	30	30	35	30	30	30	
	Pretensado	30	30	30	30	30	35	35	30	30	30	

Por tanto, el hormigón quedaría definido como: **HA-25/B/20/XC2.**

El acero utilizado para las armaduras será Acero **B-500S.**

Características de los materiales

Hormigón : fck = 25 N / mm2 $\gamma c = 1,50$

Acero : fyk = 500 N / mm2 $\gamma s = 1,15$

Densidad del terreno seco (γt) : 18,0 KN/m3

Angulo de rozamiento interno (φ) : 33 º

Coeficiente de empuje activo (λ) : (1 - sen φ) / (1 + sen φ) = 0,29

Densidad del hormigón (γc) : 25,0 KN/m3

Hipótesis de cálculo

Arqueta vacía, sometida al empuje lateral de un terreno natural para el cálculo de los muros lateras

Acciones por metro lineal de estructura

P1=P3= 0,25*2*1*25=12,5 KN

P2=0,25*2,50*1*25=15,63KN

Parqueta=2*12,5*+15,6=40,63 KN

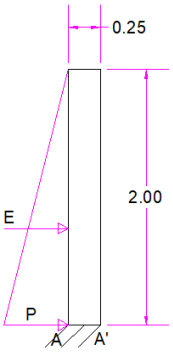
Tensiones transmitidas al terreno debidas al peso:

$\sigma = \Sigma Pi / L = 40,63/ 2,50 = 16,25$ KN/m^2

2.2.1 Cálculo de armaduras

Muros laterales:

Se considerará como una ménsula empotrada en la base sometida al empuje de un terreno natural supuesta la arqueta vacía.



Sección A - A´:

$E = (1/2 * 2^2 * 0{,}29 * 18) = 10{,}61$ KN

Q=E=10,61KN

M = - 1/3*2*10, 61= 7,08 KNm

Qd = 1,5*Q=15,92 KN

$M_d = 1{,}5 * M = 10{,}61$ KNm

Cálculo de cuantía mínima

Para definir la armadura necesaria se realiza el cálculo según se indica en el Código estructural, Volumen III, Anejo 19 "Proyecto de estructuras de hormigón. Reglas generales y reglas para la edificación".

9.2.1.1 Cuantías máximas y mínimas de armadura

(1) El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,\min}$.

NOTA: Véase también el apartado 7.3 para el área de la armadura longitudinal de tracción con el fin de controlar la fisuración.

El valor a utilizar de $A_{s,\min}$ se establece mediante la expresión (9.1)

$$A_{s,\min} = \frac{W}{z}\frac{f_{ctm,fl}}{f_{yd}} \qquad (9.1)$$

donde:

z es el brazo mecánico en las sección en Estado Límite Último, que puede calcularse de forma aproximada como z = 0,8h,

W es el módulo resistente de la sección bruta relativo a la fibra más traccionada,

$f_{ctm,fl}$ es la resistencia media a flexotracción,

f_{yd} es la resistencia de cálculo de las armaduras pasivas en tracción.

De forma alternativa, y en el caso de elementos secundarios en los que sea admisible un cierto riesgo de rotura frágil, $A_{s,\min}$ se podrá tomar igual a 1,2 veces el área necesaria en la comprobación en estado límite último.

(2) Las secciones que contengan una cuantía de armadura inferior a $A_{s,\min}$ se considerarán como secciones sin armar (véase el apartado 12).

(3) El área de la sección de la armadura de tracción o de compresión no debe superar $A_{s,\max} = 0,04\,A_c$ fuera de las zonas de solape.

(4) Para elementos pretensados con armaduras activas no adherentes de forma permanente, o con cables exteriores de pretensado, se debe comprobar que el momento último resistente es superior al momento de fisuración a flexión. Será suficiente un momento resistente de 1,15 veces el momento de fisuración.

En ese caso:

$$W = \frac{B * h^2}{6} = \frac{100 * 25^2}{6} = 10416{,}66$$

$z = 0{,}8 * h = 0{,}8 * 25$=20

$f_{ctm} = 2{,}6$, según la tabla *"A19.3.1 Características de resistencia y deformación del hormigón"*

$f_{ctm,ft} = máx\{(1{,}6 - h/1000)f_{ctm});\ f_{ctm}\}$;

$f_{ctm,ft} = máx\{(1{,}6 - 250/1000)2{,}6);\ 2{,}6\}$=3,51

Clases resistentes del hormigón															Relación analítica / Explicación
f_{ck} (N/mm^2)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
f_{cm} (N/mm^2)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm}(t)=f_{ck}(t)+8$ (N/mm^2)
f_{ctm} (N/mm^2)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm}=0,30\times f_{ck}^{(2/3)}\leq f_{ck}$ 50 N/mm^2 $f_{ctm}=2,12\cdot ln\,(1+(f_{cm}/10))>f_{ck}$ 50 N/mm^2
$f_{ctk;\,0,05}$ (N/mm^2)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk\,0,05}=0,7\times f_{ctm}$ cuantil 5%
$f_{ctk;\,0,95}$ (N/mm^2)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk\,0,95}=1,3\times f_{ctm}$ cuantil 95%
E_{cm} ($10^3\cdot N/mm^2$)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm}=22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ (f_{cm} en N/mm^2)
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,2	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	véase la figura A19.3.2 ε_{c1} (‰) = $0,7\,f_{cm}^{0,31}\leq 2,8$
ε_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	véase la figura A19.3.2 para $f_{ck}\geq 50$ N/mm^2 ε_{cu1} (‰) $=2,8+27[(98-f_{cm}/100)]^4$
ε_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	véase la figura A19.3.3 para $f_{ck}\geq 50$ N/mm^2 ε_{c2} (‰) $=2,0+0,85[(f_{ck}-50)]^{0,53}$
ε_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	véase la figura A19.3.3 para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ ε_{cu2} (‰)$=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ $n=1,4+23,4[(90-f_{ck})/100]^4$
ε_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	véase la figura A19.3.4 para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ ε_{c3} (‰)$=1,75+0,55[(f_{ck}-50)/40]$
ε_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	véase la figura A19.3.4 para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ ε_{cu3} (‰)$=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4$

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 434,78$$

$$A_{smin} = \frac{W}{z}\frac{f_{ctm}}{f_{yd}} = 4,20\ cm^2$$

Por tanto, se dispondrán de 4Ø12 que equivale a una sección de 4,52 cm².

Dimensiones de la sección

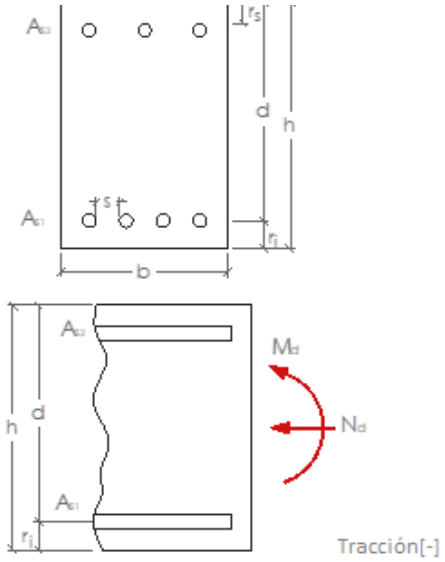
h	0.25	m
b	1.00	m
$r_{MEC,INF}$	0.05	m
$r_{MEC,SUP}$	0.05	m
d	*0.20*	m

Características de los materiales

f_{yk}	500	N/mm²
f_{ck}	25	N/mm²
T.M.A.	20	mm
γ_s	1.15	u
γ_c	1.50	u
α_{cc}	1.00	u
f_{yd}	*434.8*	N/mm²
f_{cd}	*16.67*	N/mm²

Disposición de las armaduras

$\#b_{S1}$	4	ud.
$Ø_{S1}$	12	mm
A_{S1}	*4.52*	cm²
$\#b_{S2}$	4	ud.
$Ø_{S2}$	12	mm
A_{S2}	*4.52*	cm²



Esfuerzos de cálculo

M_d	10.61	m·kN
N_d	0	kN
M_d'	*10.61*	m·kN

CÁLCULOS

Cálculos previos

U_{S1}	*196.7*	kN
U_{S2}	*196.69102*	kN

Valores límite (Diag. Rectangular)

x_{LIM}	*0.12*	m
y_{LIM}	*0.10*	m
$F_{C,LIM}$	*1645.0*	kN
M_{lim}	*247.81*	mkN

RESULTADO

Resultados

	FALSO	
y_{real}	*0.00*	m
F_c	*0.0*	kN
M_u'	***29.50***	m·kN
M_u	*29.50*	m·kN
N_u	*0.00*	kN

Interpretación de resultados:

Cumple, no es necesario aumentar la armadura

Armadura a cortante (Anejo 19 apartado 6.2.2 Código Estructural)

$V_{Rd,c}=[C_{Rd,c}*k(100*p_l*f_{ck})^{1/3}+k_1*\sigma_{cp}]*b_w*d$

Con un valor mínimo de:

$V_{Rd,c}=[v_{min}+k_1*\sigma_{cp}]*b_w*d$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2; K = 1 + \sqrt{\frac{200}{194}} = 2$$

$$\rho l = \frac{Asl}{bwd} \leq 0{,}02 = \frac{4{,}52}{100 * 19.4} = 0{,}0023$$

$$\sigma = \min\left[\frac{N_{Ed}}{b * h}, 0{,}2 * f_{cd}\right] = 0$$

$$v_{min} = \left(0{,}035 * K^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}}\right) = 0{,}035 * 2^{\frac{3}{2}} * 25^{\frac{1}{2}} = 0{,}495$$

$$C_{Rd.c} = \frac{0{,}18}{\gamma_c} = \frac{0{,}18}{1{,}5} = 0{,}12$$

$$k_1 = 0{,}15$$

$V_{Rd,c}$=180,48 KN >q=15,92 KN

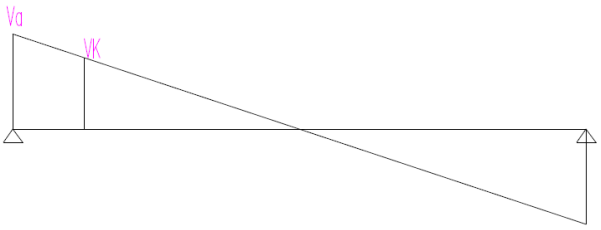
CÁLCULO DE LA LOSA

El momento máximo en la losa será el transmitido por los muros laterales (Md= 10,61 KNm) debido a la continuidad de momentos. Por tanto, la armadura a tracción sería la misma 4Ø12 con As=4,52 cm^2

Se calcula si será necesario armadura de cortante:

El cortante se divide en los extremos por tanto Va=40,63/2=20,31 KN

Para calcular Vk se desplaza ese cortante al canto útil (0,25+0,25/2), siendo VK=13,54KN



Vd=1,50*13,54=20,31 KN

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2; K = 1 + \sqrt{\frac{200}{194}} = 2$$

$$\rho l = \frac{Asl}{bwd} \leq 0{,}02 = \frac{4{,}52}{100 * 19.4} = 0{,}0023$$

$$\sigma = \min\left[\frac{N_{Ed}}{b * h}, 0{,}2 * f_{cd}\right] = 5{,}78$$

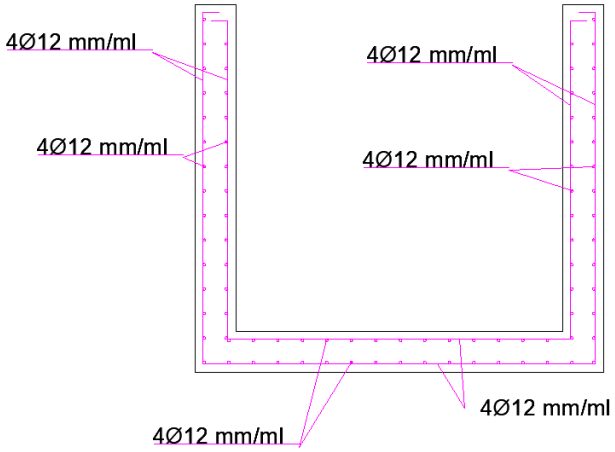
$$v_{min} = \left(0{,}035 * K^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}}\right) = 0{,}035 * 2^{\frac{3}{2}} * 25^{\frac{1}{2}} = 0{,}495$$

$$C_{Rd.c} = \frac{0{,}18}{\gamma_c} = \frac{0{,}18}{2{,}5} = 0{,}12$$

$$k_1 = 0{,}15$$

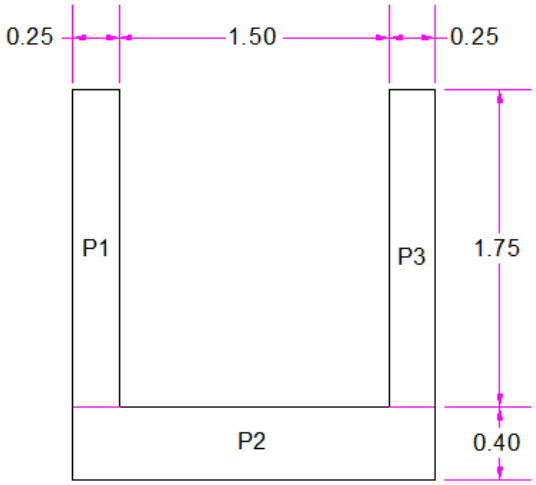
$V_{Rd,\,c}$69,70 KN >q=20,31 KN, por tanto, no se necesita armadura a cortante.

CROQUIS DE ARMADO:



2.3 Arqueta interior de toma y desagüe de fondo

La arqueta de toma de agua interior a la balsa tiene unas dimensiones interiores de la losa de 1,50 x 1,50 metros y una altura de 1,75 m. La altura de agua que soporta a N.M.N. es de 9,70metros.



En primer lugar, se define el tipo de exposición y el ambiente según el código estructural en el apartado del Volumen III: "*Dimensionamiento y comprobación de estructuras de hormigón*" anejo 19, según la tabla *A19.4.1: Clases de exposición relativas a las condiciones ambientales de acuerdo con el artículo 27 del código estructural.*

XC2	Húmedo, raramente seco	Elementos de hormigón armado o pretensado permanentemente en contacto con agua o enterrados en suelos no agresivos (por ejemplo, cimentaciones).

En base al *Apéndice E del Código Estructural: Tabla A19. E.1* y la clase de exposición anteriormente definida, se establece la resistencia característica del hormigón:

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	Clase de exposición										
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3
Resistencia característica (N/mm²)	Masa	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Armado	25	25	25	30	30	30	30	35	30	30	30
	Pretensado	25	25	25	30	30	30	35	35	35	35	35
		XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	XM1	XM2	XM3	
	Masa	30	30	30	30	30	30	35	30	30	30	
	Armado	30	30	30	30	30	30	35	30	30	30	
	Pretensado	30	30	30	30	30	35	35	30	30	30	

Por tanto, el hormigón quedaría definido como: **HA-25/B/20/XC2.**

El acero utilizado para las armaduras será Acero **B-500S.**

Características de los materiales

Hormigón : fck = 25 N / mm2 $\gamma c = 1,50$

Acero : fyk = 500 N / mm2 $\gamma s = 1,15$

Densidad del terreno seco (γt) : 18,0 KN/m3

Angulo de rozamiento interno (φ) : 33 º

Coeficiente de empuje activo (λ) : (1 - sen φ) / (1 + sen φ) = 0,29

Densidad del hormigón (γc) : 25,0 KN/m3

<u>Hipótesis de cálculo</u>

Arqueta vacía, sometida al empuje lateral de un terreno natural para el cálculo de los muros lateras

Acciones por metro lineal de estructura

P1=P3= 0,25*1,75*1*25=10,94 KN

P2=0,40*2*1*25=20KN

Parqueta=2*10,94*+20=41,88 KN

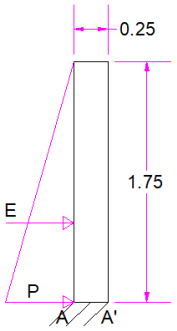
Tensiones transmitidas al terreno debidas al peso:

$\sigma = \Sigma Pi / L = 41,88/ 1,5 = 27,92 KN/m^2$

2.3.1 Cálculo de armaduras

Muros laterales:

Se considerará como una ménsula empotrada en la base sometida al empuje de un terreno natural supuesta la arqueta vacía.



Sección A - A´:

$E = (1/2 * 1{,}75^2 * 0{,}3 * 18) = 8{,}27$ KN

Q=E=8,27 KN

M = - 1/3*1,75*8,27= 4,82 KNm

Qd = 1,5*Q=12,40 KN

$M_d = 1{,}5 * M = 7{,}23$KNm

<u>Cálculo de cuantía mínima</u>

Para definir la armadura necesaria se realiza el cálculo según se indica en el Código estructural, Volumen III, Anejo 19 "Proyecto de estructuras de hormigón. Reglas generales y reglas para la edificación".

9.2.1.1 Cuantías máximas y mínimas de armadura

(1) El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,\min}$.

NOTA: Véase también el apartado 7.3 para el área de la armadura longitudinal de tracción con el fin de controlar la fisuración.

El valor a utilizar de $A_{s,\min}$ se establece mediante la expresión (9.1)

$$A_{s,\min} = \frac{W}{z}\frac{f_{ctm,fl}}{f_{yd}} \qquad (9.1)$$

donde:

z es el brazo mecánico en las sección en Estado Límite Último, que puede calcularse de forma aproximada como z = 0,8h,

W es el módulo resistente de la sección bruta relativo a la fibra más traccionada,

$f_{ctm,fl}$ es la resistencia media a flexotracción,

f_{yd} es la resistencia de cálculo de las armaduras pasivas en tracción.

De forma alternativa, y en el caso de elementos secundarios en los que sea admisible un cierto riesgo de rotura frágil, $A_{s,\min}$ se podrá tomar igual a 1,2 veces el área necesaria en la comprobación en estado límite último.

(2) Las secciones que contengan una cuantía de armadura inferior a $A_{s,\min}$ se considerarán como secciones sin armar (véase el apartado 12).

(3) El área de la sección de la armadura de tracción o de compresión no debe superar $A_{s,\max} = 0,04\,A_c$ fuera de las zonas de solape.

(4) Para elementos pretensados con armaduras activas no adherentes de forma permanente, o con cables exteriores de pretensado, se debe comprobar que el momento último resistente es superior al momento de fisuración a flexión. Será suficiente un momento resistente de 1,15 veces el momento de fisuración.

En ese caso:

$$W = \frac{B * h^2}{6} = \frac{100 * 25^2}{6} = 10416{,}66$$

$z = 0{,}8 * h = 0{,}8 * 25$=20

$f_{ctm} = 2{,}6$, según la tabla *"A19.3.1 Características de resistencia y deformación del hormigón"*

$f_{ctm,ft} = máx\{(1{,}6 - h/1000)f_{ctm});\ f_{ctm}\}$;

$f_{ctm,ft} = máx\{(1{,}6 - 250/1000)2{,}6);\ 2{,}6\}$=3,51

Clases resistentes del hormigón															Relación analítica / Explicación
f_{ck} (N/mm^2)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
f_{cm} (N/mm^2)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm}(t)=f_{ck}(t)+8$ (N/mm^2)
f_{ctm} (N/mm^2)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm}=0,30\times f_{ck}^{(2/3)}\leq f_{ck}$ 50 N/mm^2 $f_{ctm}=2,12\cdot ln\,(1+(f_{cm}/10))>f_{ck}$ 50 N/mm^2
$f_{ctk;\,0,05}$ (N/mm^2)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk\,0,05}=0,7\times f_{ctm}$ cuantil 5%
$f_{ctk;\,0,95}$ (N/mm^2)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk\,0,95}=1,3\times f_{ctm}$ cuantil 95%
E_{cm} ($10^3\,N/mm^2$)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm}=22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ (f_{cm} en N/mm^2)
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,2	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	véase la figura A19.3.2 ε_{c1} (‰) = $0,7\,f_{cm}^{0,31}\leq 2,8$
ε_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	véase la figura A19.3.2 para $f_{ck}\geq 50$ N/mm^2 ε_{cu1} (‰) $=2,8+27[(98-f_{cm}/100)]^4$
ε_{c2}(‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	véase la figura A19.3.3 para $f_{ck}\geq 50$ N/mm^2 ε_{c2} (‰) $=2,0+0,85[(f_{ck}-50)]^{0,53}$
ε_{cu2}(‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	véase la figura A19.3.3 para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ ε_{cu2} (‰)$=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ $n=1,4+23,4[(90-f_{ck})/100]^4$
ε_{c3}(‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	véase la figura A19.3.4 para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ ε_{c3} (‰)$=1,75+0,55[(f_{ck}-50)/40]$
ε_{cu3}(‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	véase la figura A19.3.4 para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ ε_{cu3} (‰)$=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4$

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 434,78$$

$$A_{smin} = \frac{W}{z}\frac{f_{ctm}}{f_{yd}} = 4,20\ cm^2$$

Por tanto, se dispondrán de 4Ø12 que equivale a una sección de 4,52 cm².

COMPROBACIÓN A FLEXIÓN COMPUESTA - SECCIONES RECTANGULARES

Volver al índice

DATOS

Dimensiones de la sección

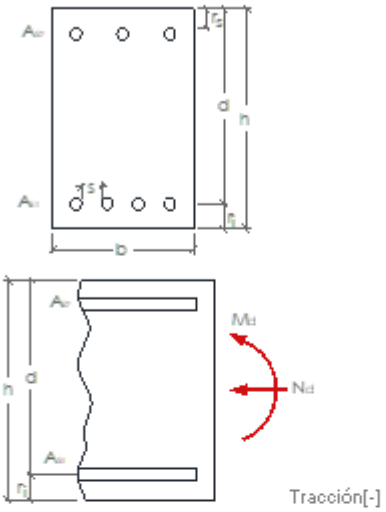
h	0.25	m
b	1.00	m
$r_{MEC,INF}$	0.05	m
$r_{MEC,SUP}$	0.05	m
d	0.20	m

Características de los materiales

f_{yk}	500	N/mm²
f_{ck}	25	N/mm²
T.M.A.	20	mm
γ_s	1.15	u
γ_c	1.50	u
α_{cc}	1.00	u
f_{yd}	434.8	N/mm²
f_{cd}	16.67	N/mm²

Disposición de las armaduras

$\#b_{S1}$	4	ud.
$Ø_{S1}$	12	mm
A_{S1}	4.52	cm²
$\#b_{S2}$	4	ud.
$Ø_{S2}$	12	mm
A_{S2}	4.52	cm²



Esfuerzos de cálculo

M_d	7.23	m·kN
N_d	0	kN
M_d'	7.23	m·kN

CÁLCULOS

Cálculos previos

U_{S1}	196.7	kN
U_{S2}	196.691	kN

Valores límite (Diag. Rectangular)

x_{LIM}	0.12	m
y_{LIM}	0.10	m
$F_{c,LIM}$	1645.0	kN
M_{lim}	247.81	mkN

RESULTADO

Resultados

	FALSO	
y_{real}	0.00	m
F_s	0.0	kN
M_d'	**28.50**	m·kN
M_d	28.50	m·kN
N_d	0.00	kN

Interpretación de resultados:

Cumple, no es necesario aumentar la armadu

Armadura a cortante (Anejo 19 apartado 6.2.2 Código Estructural)

$V_{Rd,c}=[C_{Rd,c}*k(100*p_l*f_{ck})^{1/3}+k_1*\sigma_{cp}]*b_w*d$

Con un valor mínimo de:

$V_{Rd,c}=[v_{min}+k_1*\sigma_{cp}]*b_w*d$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2; K = 1 + \sqrt{\frac{200}{194}} = 2$$

$$\rho l = \frac{Asl}{bwd} \leq 0{,}02 = \frac{4{,}52}{100 * 19.4} = 0{,}0023$$

$$\sigma = \min\left[\frac{N_{Ed}}{b * h}, 0{,}2 * f_{cd}\right] = 0$$

$$v_{min} = \left(0{,}035 * K^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}}\right) = 0{,}035 * 2^{\frac{3}{2}} * 25^{\frac{1}{2}} = 0{,}495$$

$$C_{Rd.c} = \frac{0{,}18}{\gamma_c} = \frac{0{,}18}{1{,}5} = 0{,}12$$

$$k_1 = 0{,}15$$

$V_{Rd,c}$=180,48 KN >q=12,40 KN

CÁLCULO DE LA LOSA

El momento máximo en la losa será el transmitido por los muros laterales (Md= 10,61 KNm) debido a la continuidad de momentos. Por tanto, se calcula la cuantía mínima de la losa ya que el canto es diferente.

Para definir la armadura necesaria se realiza el cálculo según se indica en el Código estructural, Volumen III, Anejo 19 "Proyecto de estructuras de hormigón. Reglas generales y reglas para la edificación".

9.2.1.1 Cuantías máximas y mínimas de armadura

(1) El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,\min}$.

NOTA: Véase también el apartado 7.3 para el área de la armadura longitudinal de tracción con el fin de controlar la fisuración.

El valor a utilizar de $A_{s,\min}$ se establece mediante la expresión (9.1)

$$A_{s,\min} = \frac{W}{z}\frac{f_{ctm,fl}}{f_{yd}} \qquad (9.1)$$

donde:

z es el brazo mecánico en las sección en Estado Límite Último, que puede calcularse de forma aproximada como z = 0,8h,

W es el módulo resistente de la sección bruta relativo a la fibra más traccionada,

$f_{ctm,fl}$ es la resistencia media a flexotracción,

f_{yd} es la resistencia de cálculo de las armaduras pasivas en tracción.

De forma alternativa, y en el caso de elementos secundarios en los que sea admisible un cierto riesgo de rotura frágil, $A_{s,\min}$ se podrá tomar igual a 1,2 veces el área necesaria en la comprobación en estado límite último.

(2) Las secciones que contengan una cuantía de armadura inferior a $A_{s,\min}$ se considerarán como secciones sin armar (véase el apartado 12).

(3) El área de la sección de la armadura de tracción o de compresión no debe superar $A_{s,\max} = 0,04\,A_c$ fuera de las zonas de solape.

(4) Para elementos pretensados con armaduras activas no adherentes de forma permanente, o con cables exteriores de pretensado, se debe comprobar que el momento último resistente es superior al momento de fisuración a flexión. Será suficiente un momento resistente de 1,15 veces el momento de fisuración.

En ese caso:

$$W = \frac{B * h^2}{6} = \frac{100 * 40^2}{6} = 26666{,}66$$

$z = 0{,}8 * h = 0{,}8 * 25$=32

$f_{ctm} = 2{,}6$, según la tabla *"A19.3.1 Características de resistencia y deformación del hormigón"*

$f_{ctm,ft} = máx\{(1{,}6 - h/1000)f_{ctm});\ f_{ctm}\}$;

$f_{ctm,ft} = máx\{(1{,}6 - 400/1000)2{,}6);\ 2{,}6\}$=3,12

Clases resistentes del hormigón															Relación analítica / Explicación
f_{ck} (N/mm^2)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
f_{cm} (N/mm^2)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm}(t)=f_{ck}(t)+8$ (N/mm^2)
f_{ctm} (N/mm^2)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm}=0,30\times f_{ck}^{(2/3)}\leq f_{ck}$ 50 N/mm^2 $f_{ctm}=2,12\cdot ln\,(1+(f_{cm}/10))>f_{ck}$ 50 N/mm^2
$f_{ctk;\,0,05}$ (N/mm^2)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk\,0,05}=0,7\times f_{ctm}$ cuantil 5%
$f_{ctk;\,0,95}$ (N/mm^2)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk\,0,95}=1,3\times f_{ctm}$ cuantil 95%
E_{cm} ($10^3\cdot N/mm^2$)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm}=22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ (f_{cm} en N/mm^2)
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,2	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	véase la figura A19.3.2 ε_{c1} (‰) = $0,7\,f_{cm}^{0,31}\leq 2,8$
ε_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	véase la figura A19.3.2 para $f_{ck}\geq 50$ N/mm^2 ε_{cu1} (‰) $=2,8+27[(98-f_{cm}/100)]^4$
ε_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	véase la figura A19.3.3 para $f_{ck}\geq 50$ N/mm^2 ε_{c2} (‰) $=2,0+0,85[(f_{ck}-50)]^{0,53}$
ε_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	véase la figura A19.3.3 para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ ε_{cu2} (‰)$=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ $n=1,4+23,4[(90-f_{ck})/100]^4$
ε_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	véase la figura A19.3.4 para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ ε_{c3} (‰)$=1,75+0,55[(f_{ck}-50)/40]$
ε_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	véase la figura A19.3.4 para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ ε_{cu3} (‰)$=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4$

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 434,78$$

$$A_{smin} = \frac{W}{z}\frac{f_{ctm}}{f_{yd}} = 5,98cm^2$$

Volver al índice

DATOS

Dimensiones de la sección

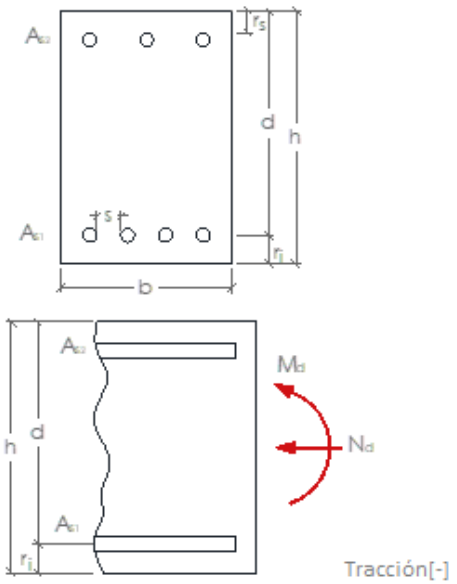
h	0.40	m
b	1.00	m
$r_{MEC,INF}$	0.05	m
$r_{MEC,SUP}$	0.05	m
d	*0.35*	m

Características de los materiales

f_{yk}	500	N/mm²
f_{ck}	25	N/mm²
T.M.A.	20	mm
γ_s	1.15	u
γ_c	1.50	u
α_{cc}	1.00	u
f_{yd}	*434.8*	N/mm²
f_{cd}	*16.67*	N/mm²

Disposición de las armaduras

$\#b_{S1}$	6	ud.
$Ø_{S1}$	12	mm
A_{S1}	*6.79*	cm²
$\#b_{S2}$	6	ud.
$Ø_{S2}$	12	mm
A_{S2}	*6.79*	cm²



Esfuerzos de cálculo

M_d	10.61	m·kN
N_d	0	kN
M_d'	*10.61*	m·kN

CÁLCULOS

Cálculos previos

U_{S1}	*295.0*	kN
U_{S2}	*295.03653*	kN

Valores límite (Diag. Rectangular)

x_{LIM}	*0.22*	m
y_{LIM}	*0.17*	m
$F_{C,LIM}$	*2878.7*	kN
M_{lim}	*758.93*	mkN

RESULTADO

Resultados

	FALSO	
[illegible]	*0.00*	m

Interpretación de resultados:

Cumple, no es necesario aumentar la armadura

Se calcula si será necesario armadura de cortante:

El cortante se divide en los extremos por tanto Va=qL/2

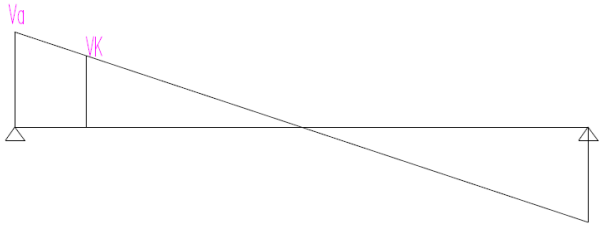
Vahastial= PPhastial=10,94 KN

Va sobrecarga peso propio de la losa= 7,5 KN

Va sobrecarga de agua = 72,75 KN

VA= (10,94+7,5)*1,35 + 72,75 =134,02 KN

Para calcular Vk se desplaza ese cortante al canto útil (0,40+0,25/2), siendo VK=**53,6 KN**=Vd



Armadura a cortante (Anejo 19 apartado 6.2.2 Código Estructural)

$V_{Rd,c}=[C_{Rd,c}*k(100*p_{l}*f_{ck})^{1/3}+k_1*\sigma_{cp}]*b_w*d$

Con un valor mínimo de:

$V_{Rd,c}=[v_{min}+k_1*\sigma_{cp}]*b_w*d$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2; K = 1 + \sqrt{\frac{200}{194}}=2$$

$$\rho l = \frac{Asl}{bwd} \leq 0{,}02 = \frac{6{,}79}{100 * 19.4} = 0{,}0035$$

$$\sigma = \min\left[\frac{N_{Ed}}{b * h}, 0{,}2 * f_{cd}\right] = 12{,}73$$

$$v_{min} = \left(0{,}035 * K^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}}\right) = 0{,}035 * 2^{\frac{3}{2}} * 25^{\frac{1}{2}} = 0{,}495$$

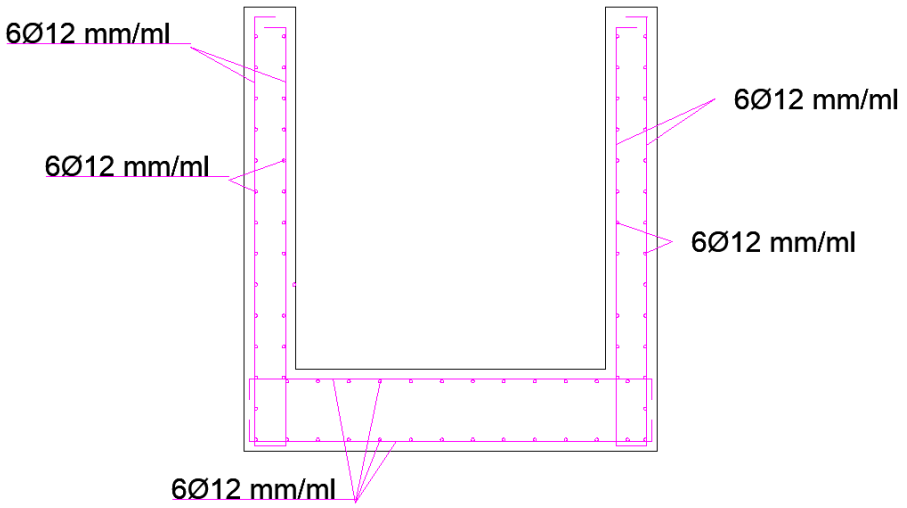
$$C_{Rd.c} = \frac{0{,}18}{\gamma_c} = \frac{0{,}18}{1{,}5} = 0{,}12$$

$$k_1 = 0{,}15$$

$V_{Rd,\,c}$ 115,46 KN >q=53,6 KN, por tanto, no se necesita armadura a cortante.

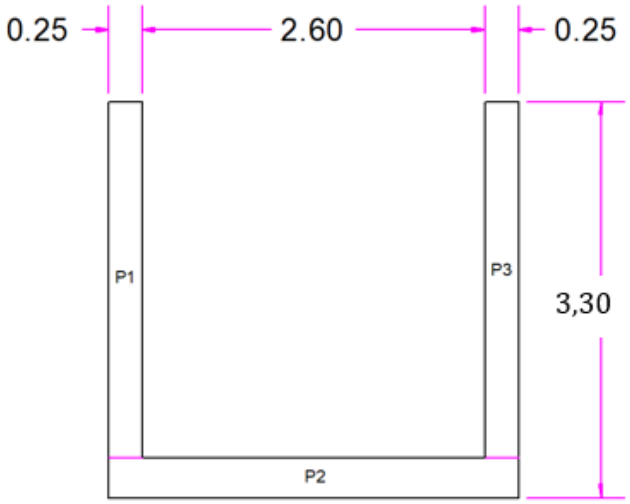
Por tanto, se dispondrán de 6Ø12 que equivale a una sección de 6,79 cm². En toda la arqueta por motivos constructivos

CROQUIS DE ARMADO:



2.4 Arqueta de válvulas

La arqueta de válvulas tiene unas dimensiones interiores de la losa de 3,10 x 5,50 metros y una altura de 3,30 m.



En primer lugar, se define el tipo de exposición y el ambiente según el código estructural en el apartado del Volumen III: "*Dimensionamiento y comprobación de estructuras de hormigón*" anejo 19, según la tabla *A19.4.1: Clases de exposición relativas a las condiciones ambientales de acuerdo con el artículo 27 del código estructural.*

XC2	Húmedo, raramente seco	Elementos de hormigón armado o pretensado permanentemente en contacto con agua o enterrados en suelos no agresivos (por ejemplo, cimentaciones).

En base al *Apéndice E del Código Estructural: Tabla A19. E.1* y la clase de exposición anteriormente definida, se establece la resistencia característica del hormigón:

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	Clase de exposición										
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3
Resistencia característica (N/mm²)	Masa	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Armado	25	25	25	30	30	30	30	35	30	30	30
	Pretensado	25	25	25	30	30	30	35	35	35	35	35
		XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	XM1	XM2	XM3	
	Masa	30	30	30	30	30	30	35	30	30	30	
	Armado	30	30	30	30	30	30	35	30	30	30	
	Pretensado	30	30	30	30	30	35	35	30	30	30	

Por tanto, el hormigón quedaría definido como: **HA-25/B/20/XC2.**

El acero utilizado para las armaduras será Acero **B-500S.**

Características de los materiales

Hormigón : fck = 25 N / mm2 $\gamma c = 1,50$

Acero : fyk = 500 N / mm2 $\gamma s = 1,15$

Densidad del terreno seco (γt) : 18,0 KN/m3

Angulo de rozamiento interno (φ) : 33 º

Coeficiente de empuje activo (λ) : (1 - sen φ) / (1 + sen φ) = 0,3

Densidad del hormigón (γc) : 25,0 KN/m3

<u>Hipótesis de cálculo</u>

Arqueta vacía, sometida al empuje lateral de un terreno natural para el cálculo de los muros lateras

Acciones por metro lineal de estructura

P1=P3= 0,25*3*1*25=18,75 KN

P2=0,30*3,10*1*25=23,25KN

Parqueta=2*18,75*+23,25=60,75 KN

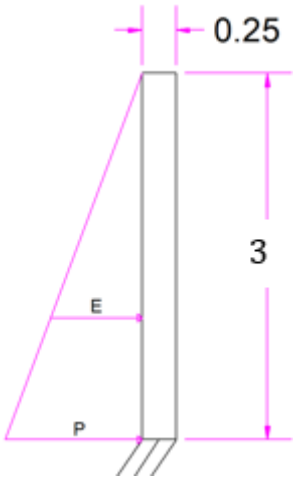
Tensiones transmitidas al terreno debidas al peso:

$\sigma = \Sigma Pi / L = 60,75/3,10 = 19,60$ KN/m^2

2.4.1 Cálculo de armaduras

Muros laterales:

Se considerará como una ménsula empotrada en la base sometida al empuje de un terreno natural supuesta la arqueta vacía.



Sección A - A´:

E = (1/2 * 3^2 * 0,3 * 18) = 23,88 KN

Q=E=23,88 KN

M = - 1/3*3*23,88= 23,88 KNm

Qd = 1,5*Q=35,82 KN

M_d = 1,5 * M = 35,82 KNm

Cálculo de cuantía mínima

Para definir la armadura necesaria se realiza el cálculo según se indica en el Código estructural, Volumen III, Anejo 19 "Proyecto de estructuras de hormigón. Reglas generales y reglas para la edificación".

9.2.1.1 Cuantías máximas y mínimas de armadura

(1) El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,\min}$.

NOTA: Véase también el apartado 7.3 para el área de la armadura longitudinal de tracción con el fin de controlar la fisuración.

El valor a utilizar de $A_{s,\min}$ se establece mediante la expresión (9.1)

$$A_{s,\min} = \frac{W}{z}\frac{f_{ctm,fl}}{f_{yd}} \qquad (9.1)$$

donde:

z es el brazo mecánico en las sección en Estado Límite Último, que puede calcularse de forma aproximada como z = 0,8h,

W es el módulo resistente de la sección bruta relativo a la fibra más traccionada,

$f_{ctm,fl}$ es la resistencia media a flexotracción,

f_{yd} es la resistencia de cálculo de las armaduras pasivas en tracción.

De forma alternativa, y en el caso de elementos secundarios en los que sea admisible un cierto riesgo de rotura frágil, $A_{s,\min}$ se podrá tomar igual a 1,2 veces el área necesaria en la comprobación en estado límite último.

(2) Las secciones que contengan una cuantía de armadura inferior a $A_{s,\min}$ se considerarán como secciones sin armar (véase el apartado 12).

(3) El área de la sección de la armadura de tracción o de compresión no debe superar $A_{s,\max} = 0,04\ A_c$ fuera de las zonas de solape.

(4) Para elementos pretensados con armaduras activas no adherentes de forma permanente, o con cables exteriores de pretensado, se debe comprobar que el momento último resistente es superior al momento de fisuración a flexión. Será suficiente un momento resistente de 1,15 veces el momento de fisuración.

En ese caso:

$$W = \frac{B * h^2}{6} = \frac{100 * 25^2}{6} = 10416{,}66$$

$$z = 0{,}8 * h = 0{,}8 * 25 = 20$$

$f_{ctm} = 2{,}6$, según la tabla *"A19.3.1 Características de resistencia y deformación del hormigón"*

$f_{ctm,ft} = máx\{(1{,}6 - h/1000)f_{ctm});\ f_{ctm}\};$

$f_{ctm,ft} = máx\{(1{,}6 - 250/1000)2{,}6);\ 2{,}6\}=3{,}51$

Clases resistentes del hormigón															Relación analítica / Explicación
f_{ck} (N/mm^2)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
f_{cm} (N/mm^2)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm}(t) = f_{ck}(t) + 8$ (N/mm^2)
f_{ctm} (N/mm^2)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm}=0{,}30\times f_{ck}^{(2/3)} \leq f_{ck}$ 50 N/mm^2 $f_{ctm}=2{,}12\cdot ln\,(1+(f_{cm}/10)) > f_{ck}$ 50 N/mm^2
$f_{ctk;\,0.05}$ (N/mm^2)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk\,0{,}05}=0{,}7\times f_{ctm}$ cuantil 5%
$f_{ctk;\,0.95}$ (N/mm^2)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk\,0{,}95}=1{,}3\times f_{ctm}$ cuantil 95%
E_{cm} ($10^3 \cdot N/mm^2$)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm}=22[(f_{cm})/10]^{0{,}3}$ (f_{cm} en N/mm^2)
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,2	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	véase la figura A19.3.2 ε_{c1} (‰) = $0{,}7\,f_{cm}^{0{,}31} \leq 2{,}8$
ε_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	véase la figura A19.3.2 para $f_{ck} \geq 50$ N/mm^2 ε_{cu1} (‰) $=2{,}8+27[(98-f_{cm}/100)]^4$
ε_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	véase la figura A19.3.3 para $f_{ck} \geq 50$ N/mm^2 ε_{c2} (‰) $=2{,}0+0{,}85[(f_{ck}-50)]^{0{,}53}$
ε_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	véase la figura A19.3.3 para $f_{ck} \geq 50 N/mm^2$ ε_{cu2} (‰) $=2{,}6+35[(90-f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	para $f_{ck} \geq 50 N/mm^2$ $n=1{,}4+23{,}4[(90-f_{ck})/100]^4$
ε_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	véase la figura A19.3.4 para $f_{ck} \geq 50 N/mm^2$ ε_{c3} (‰) $=1{,}75+0{,}55[(f_{ck}-50)/40]$
ε_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	véase la figura A19.3.4 para $f_{ck} \geq 50 N/mm^2$ ε_{cu3} (‰) $=2{,}6+35[(90-f_{ck})/100]^4$

$$f_{yd} = \frac{500}{1{,}15} = 434{,}78$$

$$A_{smin} = \frac{W}{z}\frac{f_{ctm}}{f_{yd}} = 4{,}20\ cm^2$$

Por tanto, sería necesaria una armadura de 4Ø12 que equivale a una sección de 4,52 cm².

COMPROBACIÓN A FLEXIÓN COMPUESTA - SECCIONES RECTANGULARES

Volver al índice

DATOS

Dimensiones de la sección

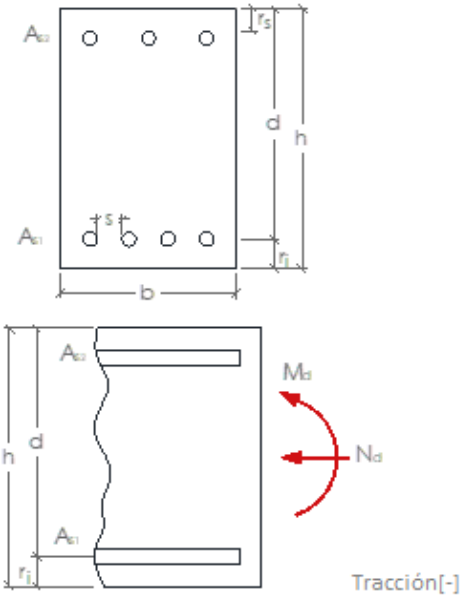
h	0.25	m
b	1.00	m
$r_{MEC,INF}$	0.05	m
$r_{MEC,SUP}$	0.05	m
d	*0.20*	m

Características de los materiales

f_{yk}	500	N/mm²
f_{ck}	25	N/mm²
T.M.A.	20	mm
γ_s	1.15	u
γ_c	1.50	u
α_{cc}	1.00	u
f_{yd}	*434.8*	N/mm²
f_{cd}	*16.67*	N/mm²

Disposición de las armaduras

$\#b_{s1}$	4	ud.
$Ø_{s1}$	12	mm
A_{s1}	*4.52*	cm²
$\#b_{s2}$	4	ud.
$Ø_{s2}$	12	mm
A_{s2}	*4.52*	cm²



Esfuerzos de cálculo

M_d	35.82	m·kN
N_d	0	kN
M_d'	*35.82*	m·kN

CÁLCULOS

Cálculos previos

U_{s1}	*196.7*	kN
U_{s2}	*196.69102*	kN

Valores límite (Diag. Rectangular)

x_{LIM}	*0.12*	m
y_{LIM}	*0.10*	m
$F_{C,LIM}$	*1645.0*	kN
M_{lim}	*247.81*	mkN

RESULTADO

Resultados

	FALSO	
y_{real}	*0.00*	m

Interpretación de resultados:

FALSO

La armadura mínima no es suficiente para soportar el momento de diseño.

Se aumenta la armadura a 5Ø12, que equivale a una sección de 5,65 cm²

COMPROBACIÓN A FLEXIÓN COMPUESTA - SECCIONES RECTANGULARES

Volver al índice

DATOS

Dimensiones de la sección

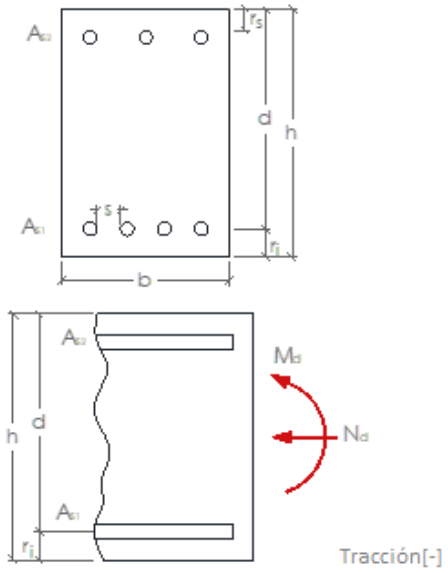
h	0.25	m
b	1.00	m
$r_{MEC,INF}$	0.05	m
$r_{MEC,SUP}$	0.05	m
d	*0.20*	m

Características de los materiales

f_{yk}	500	N/mm²
f_{ck}	25	N/mm²
T.M.A.	20	mm
γ_s	1.15	u
γ_c	1.50	u
α_{cc}	1.00	u
f_{yd}	*434.8*	N/mm²
f_{cd}	*16.67*	N/mm²

Disposición de las armaduras

$\#b_{S1}$	5	ud.
$Ø_{S1}$	12	mm
A_{S1}	*5.65*	cm²
$\#b_{S2}$	5	ud.
$Ø_{S2}$	12	mm
A_{S2}	*5.65*	cm²



Esfuerzos de cálculo

M_d	35.82	m·kN
N_d	0	kN
M_d'	*35.82*	m·kN

CÁLCULOS

Cálculos previos

U_{S1}	*245.9*	kN
U_{S2}	*245.86377*	kN

Valores límite (Diag. Rectangular)

x_{LIM}	*0.12*	m
y_{LIM}	*0.10*	m
$F_{C,LIM}$	*1645.0*	kN
M_{lim}	*247.81*	mkN

RESULTADO

Resultados

	FALSO	
y_{real}	*0.00*	m
F_c	*0.0*	kN
M_u'	***36.88***	m·kN

Interpretación de resultados:

Cumple, no es necesario aumentar la armadura

Armadura a cortante (Anejo 19 apartado 6.2.2 Código Estructural)

$V_{Rd,c}=[C_{Rd,c}*k(100*p_{l*}f_{ck})^{1/3}+k_{1*}\sigma_{cp}]*b_w*d$

Con un valor mínimo de:

$V_{Rd,c}=[v_{min}+k_{1*}\sigma_{cp}]*b_w*d$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2; K = 1 + \sqrt{\frac{200}{194}} = 2$$

$$\rho l = \frac{Asl}{bwd} \leq 0{,}02 = \frac{4{,}52}{100 * 19.4} = 0{,}0029$$

$$\sigma = \min\left[\frac{N_{Ed}}{b * h}, 0{,}2 * f_{cd}\right] = 0$$

$$v_{min} = \left(0{,}035 * K^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}}\right) = 0{,}035 * 2^{\frac{3}{2}} * 25^{\frac{1}{2}} = 0{,}495$$

$$C_{Rd.c} = \frac{0{,}18}{\gamma_c} = \frac{0{,}18}{1{,}5} = 0{,}12$$

$$k_1 = 0{,}15$$

$V_{Rd,c}$=194,42 KN >q=35,82 KN

CÁLCULO DE LA LOSA

El momento máximo en la losa será el transmitido por los muros laterales (Md= 35,82KNm) debido a la continuidad de momentos. Por tanto, se calcula la cuantía mínima de la losa ya que el canto es diferente.

Para definir la armadura necesaria se realiza el cálculo según se indica en el Código estructural, Volumen III, Anejo 19 "Proyecto de estructuras de hormigón. Reglas generales y reglas para la edificación".

9.2.1.1 Cuantías máximas y mínimas de armadura

(1) El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,\min}$.

NOTA: Véase también el apartado 7.3 para el área de la armadura longitudinal de tracción con el fin de controlar la fisuración.

El valor a utilizar de $A_{s,\min}$ se establece mediante la expresión (9.1)

$$A_{s,\min} = \frac{W}{z}\frac{f_{ctm,fl}}{f_{yd}} \qquad (9.1)$$

donde:

z es el brazo mecánico en las sección en Estado Límite Último, que puede calcularse de forma aproximada como z = 0,8h,

W es el módulo resistente de la sección bruta relativo a la fibra más traccionada,

$f_{ctm,fl}$ es la resistencia media a flexotracción,

f_{yd} es la resistencia de cálculo de las armaduras pasivas en tracción.

De forma alternativa, y en el caso de elementos secundarios en los que sea admisible un cierto riesgo de rotura frágil, $A_{s,\min}$ se podrá tomar igual a 1,2 veces el área necesaria en la comprobación en estado límite último.

(2) Las secciones que contengan una cuantía de armadura inferior a $A_{s,\min}$ se considerarán como secciones sin armar (véase el apartado 12).

(3) El área de la sección de la armadura de tracción o de compresión no debe superar $A_{s,\max} = 0,04\,A_c$ fuera de las zonas de solape.

(4) Para elementos pretensados con armaduras activas no adherentes de forma permanente, o con cables exteriores de pretensado, se debe comprobar que el momento último resistente es superior al momento de fisuración a flexión. Será suficiente un momento resistente de 1,15 veces el momento de fisuración.

En ese caso:

$$W = \frac{B * h^2}{6} = \frac{100 * 30^2}{6} = 15000$$

$z = 0{,}8 * h = 0{,}8 * 30 = 24$

$f_{ctm} = 2{,}6$, según la tabla *"A19.3.1 Características de resistencia y deformación del hormigón"*

$f_{ctm,ft} = máx\{(1{,}6 - h/1000)f_{ctm});\ f_{ctm}\}$;

$f_{ctm,ft} = máx\{(1{,}6 - 300/1000)2{,}6);\ 2{,}6\} = 3{,}38$

Clases resistentes del hormigón															Relación analítica / Explicación
f_{ck} (N/mm^2)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
f_{cm} (N/mm^2)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm}(t)=f_{ck}(t)+8$ (N/mm^2)
f_{ctm} (N/mm^2)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm}=0,30\times f_{ck}^{(2/3)}\leq f_{ck}$ 50 N/mm^2 $f_{ctm}=2,12\cdot ln\,(1+(f_{cm}/10))>f_{ck}$ 50 N/mm^2
$f_{ctk;\,0,05}$ (N/mm^2)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk\,0,05}=0,7\times f_{ctm}$ cuantil 5%
$f_{ctk;\,0,95}$ (N/mm^2)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk\,0,95}=1,3\times f_{ctm}$ cuantil 95%
E_{cm} ($10^3\,N/mm^2$)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm}=22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ (f_{cm} en N/mm^2)
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,2	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	véase la figura A19.3.2 ε_{c1} (‰) = $0,7\,f_{cm}^{0,31}\leq 2,8$
ε_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	véase la figura A19.3.2 para $f_{ck}\geq 50$ N/mm^2 ε_{cu1} (‰) $=2,8+27[(98-f_{cm}/100)]^4$
ε_{c2}(‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	véase la figura A19.3.3 para $f_{ck}\geq 50$ N/mm^2 ε_{c2} (‰) $=2,0+0,85[(f_{ck}-50)]^{0,53}$
ε_{cu2}(‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	véase la figura A19.3.3 para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ ε_{cu2} (‰)$=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ $n=1,4+23,4[(90-f_{ck})/100]^4$
ε_{c3}(‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	véase la figura A19.3.4 para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ ε_{c3} (‰)$=1,75+0,55[(f_{ck}-50)/40]$
ε_{cu3}(‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	véase la figura A19.3.4 para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ ε_{cu3} (‰)$=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4$

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 434,78$$

$$A_{smin} = \frac{W}{z}\frac{f_{ctm}}{f_{yd}} = 4,86\ cm^2$$

Por tanto, se dispondrán de 5Ø12 que equivale a una sección de 5,65 cm^2

COMPROBACIÓN A FLEXIÓN COMPUESTA - SECCIONES RECTANGULARES

Volver al índice

DATOS

Dimensiones de la sección

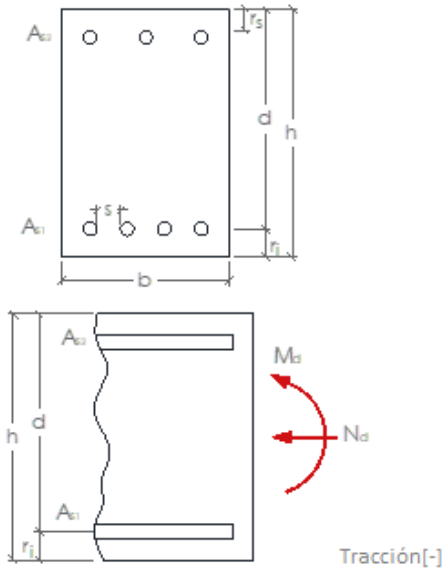
h	0.25	m
b	1.00	m
$r_{MEC,INF}$	0.05	m
$r_{MEC,SUP}$	0.05	m
d	*0.20*	m

Características de los materiales

f_{yk}	500	N/mm²
f_{ck}	25	N/mm²
T.M.A.	20	mm
γ_s	1.15	u
γ_c	1.50	u
α_{cc}	1.00	u
f_{yd}	*434.8*	N/mm²
f_{cd}	*16.67*	N/mm²

Disposición de las armaduras

$\#b_{S1}$	5	ud.
$Ø_{S1}$	12	mm
A_{S1}	*5.65*	cm²
$\#b_{S2}$	5	ud.
$Ø_{S2}$	12	mm
A_{S2}	*5.65*	cm²



Esfuerzos de cálculo

M_d	35.82	m·kN
N_d	0	kN
M_d'	*35.82*	m·kN

CÁLCULOS

Cálculos previos

U_{S1}	*245.9*	kN
U_{S2}	*245.86377*	kN

Valores límite (Diag. Rectangular)

x_{LIM}	*0.12*	m
y_{LIM}	*0.10*	m
$F_{C,LIM}$	*1645.0*	kN
M_{lim}	*247.81*	mkN

RESULTADO

Resultados

	FALSO	
y_{real}	*0.00*	m
F_c	*0.0*	kN
M_u'	***36.88***	m·kN

Interpretación de resultados:

Cumple, no es necesario aumentar la armadura

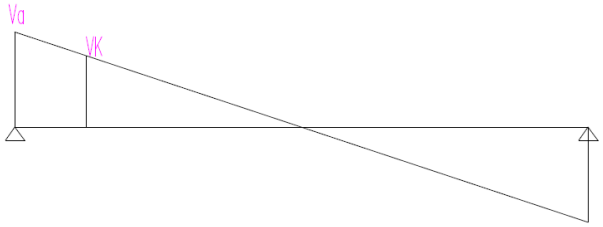
Se comprueba a continuación la necesidad de armadura a cortante:

Se calcula si será necesario armadura de cortante:

Va=60,75/2=30,375 KN

Para calcular Vk se desplaza ese cortante al canto útil (0,30+0,25/2), siendo VK=21,32 KN

Vd=1,5*21,32=**31,98 KN**



Armadura a cortante (Anejo 19 apartado 6.2.2 Código Estructural)

$V_{Rd,c}=[C_{Rd,c}*k(100*p_{l}*f_{ck})^{1/3}+k_1*\sigma_{cp}]*b_w*d$

Con un valor mínimo de:

$V_{Rd,c}=[v_{min}+k_1*\sigma_{cp}]*b_w*d$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2; K = 1 + \sqrt{\frac{200}{194}} = 2$$

$$\rho l = \frac{Asl}{bwd} \leq 0{,}02 = \frac{6{,}79}{100 * 19.4} = 0{,}0035$$

$$\sigma = \min\left[\frac{N_{Ed}}{b * h}, 0{,}2 * f_{cd}\right] = 28{,}65$$

$$v_{min} = \left(0{,}035 * K^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}}\right) = 0{,}035 * 2^{\frac{3}{2}} * 25^{\frac{1}{2}} = 0{,}495$$

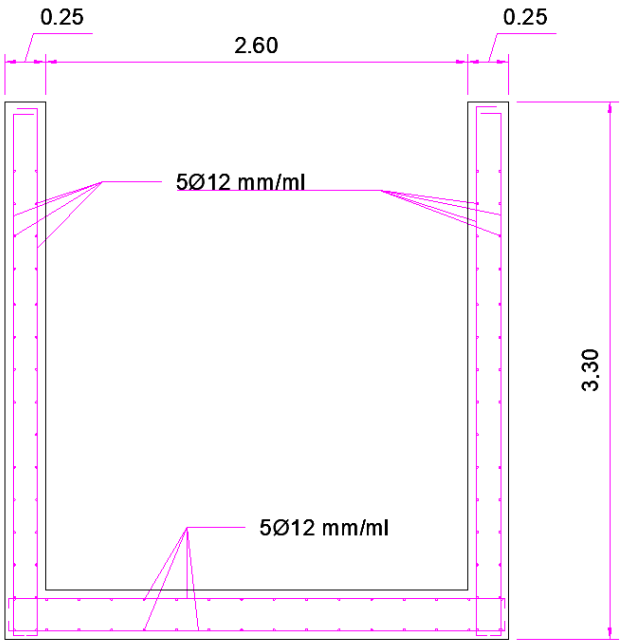
$$C_{Rd.c} = \frac{0{,}18}{\gamma_c} = \frac{0{,}18}{1{,}5} = 0{,}12$$

$$k_1 = 0{,}15$$

$V_{Rd,\,c}$ 166,77 KN >q=31,98 KN, por tanto, no se necesita armadura a cortante.

Por tanto, por igualdad de armadura toda la arqueta se armará con 5Ø12por m.

CROQUIS DE ARMADO



ARMADURAS SECCION D-D'

2.5 Estanque de impacto

CÁLCULO DE LA ARQUETA DE ROTURA

Se tomarán para todos los cálculos las dimensiones correspondientes a la sección máxima de la arqueta de rotura.

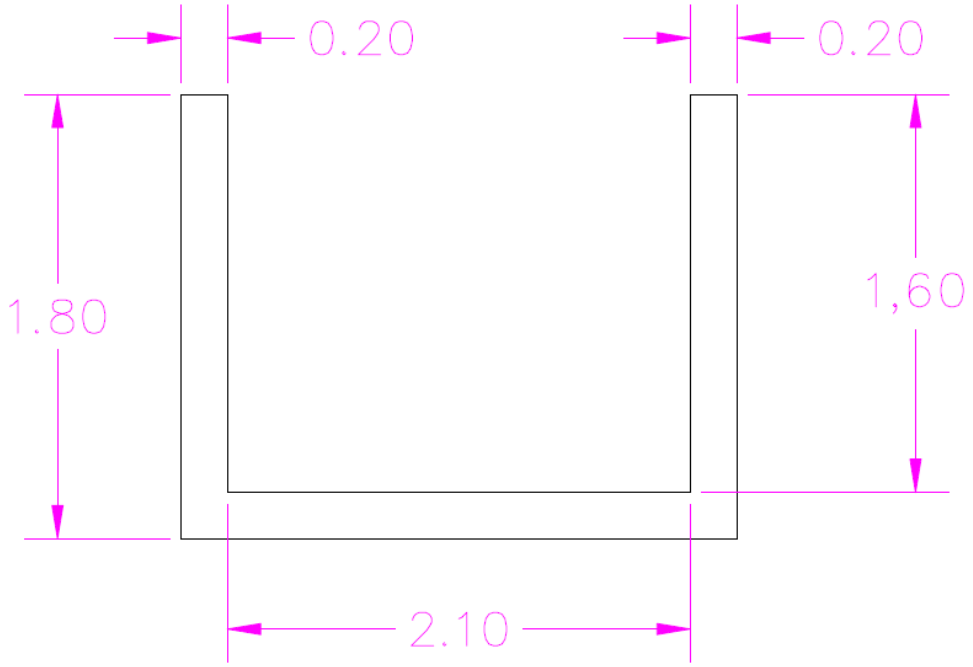
Hormigón HA-25/B/20/XC2 $\gamma c = 1'50$

Acero B-500S $\gamma c = 1'15$

Densidad del terreno seco (γt)= 1,80 t/m^3

Hipótesis de cálculo:

Arqueta vacía sometida al empuje lateral de un terreno natural para el cálculo de los muros laterales y arqueta llena para el cálculo de la losa. Se toma una altura de agua de sección llena (H=1,60).



Acciones por metro lineal de estructura:

P1=P3=0,20*1,60*1*25=8 KN

P2=0,2*2,4*1*25=12,50 KN

Pcanal= 2*8+12,50=28,50 KN

Pagua= 1,60*2,1*10=33.60KN

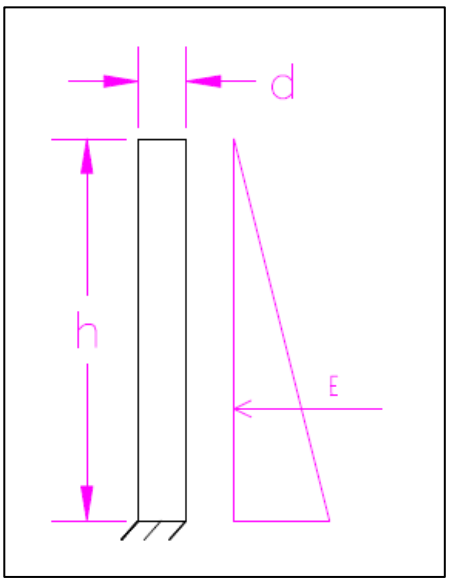
Ptotal= 28,50+33,60= 62,10KN

Tensiones transmitidas al terreno debidas al peso:

$\sigma = \sum Pi/\text{L}$=62,10/2,1 =29,6 KN /m^2

2.5.1 Cálculo de armaduras

Se considerará como una ménsula empotrada en la base sometida al empuje exterior de un terreno natural y supuesto el cuenco de recepción vacío.



E= ½*1,60²*0,3*18=6,79 KN

M=1/3*1,60*6,79=3,62 KNm

Q=E=6,79 KN

M_d=3,62*1,5=5,44 KNm

Q_d=13,87*1,5=10,19 KN

Cálculo de cuantía mínima

Para definir la armadura necesaria se realiza el cálculo según se indica en el Código estructural, Volumen III, Anejo 19 "Proyecto de estructuras de hormigón. Reglas generales y reglas para la edificación".

9.2.1.1 Cuantías máximas y mínimas de armadura

(1) El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,\min}$.

NOTA: Véase también el apartado 7.3 para el área de la armadura longitudinal de tracción con el fin de controlar la fisuración.

El valor a utilizar de $A_{s,\min}$ se establece mediante la expresión (9.1)

$$A_{s,\min} = \frac{W}{z}\frac{f_{ctm,fl}}{f_{yd}} \qquad (9.1)$$

donde:

z es el brazo mecánico en las sección en Estado Límite Último, que puede calcularse de forma aproximada como z = 0,8h,

W es el módulo resistente de la sección bruta relativo a la fibra más traccionada,

$f_{ctm,fl}$ es la resistencia media a flexotracción,

f_{yd} es la resistencia de cálculo de las armaduras pasivas en tracción.

De forma alternativa, y en el caso de elementos secundarios en los que sea admisible un cierto riesgo de rotura frágil, $A_{s,\min}$ se podrá tomar igual a 1,2 veces el área necesaria en la comprobación en estado límite último.

(2) Las secciones que contengan una cuantía de armadura inferior a $A_{s,\min}$ se considerarán como secciones sin armar (véase el apartado 12).

(3) El área de la sección de la armadura de tracción o de compresión no debe superar $A_{s,\max} = 0,04\,A_c$ fuera de las zonas de solape.

(4) Para elementos pretensados con armaduras activas no adherentes de forma permanente, o con cables exteriores de pretensado, se debe comprobar que el momento último resistente es superior al momento de fisuración a flexión. Será suficiente un momento resistente de 1,15 veces el momento de fisuración.

En ese caso:

$$W = \frac{B * h^2}{6} = \frac{100 * 20^2}{6} = 6666{,}66$$

$$z = 0{,}8 * h = 0{,}8 * 20 = 16$$

$f_{ctm} = 2{,}6$, según la tabla *"A19.3.1 Características de resistencia y deformación del hormigón"*

$$f_{ctm,ft} = máx\{(1{,}6 - h/1000)f_{ctm});\ f_{ctm}\};$$

$$f_{ctm,ft} = máx\{(1{,}6 - 200/1000)2{,}6);\ 2{,}6\} = 3{,}64$$

Clases resistentes del hormigón															Relación analítica / Explicación
f_{ck} (N/mm^2)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
f_{cm} (N/mm^2)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm}(t)=f_{ck}(t)+8$ (N/mm^2)
f_{ctm} (N/mm^2)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm}=0,30\times f_{ck}^{(2/3)}\leq f_{ck}$ 50 N/mm^2 $f_{ctm}=2,12\cdot ln\,(1+(f_{cm}/10))>f_{ck}$ 50 N/mm^2
$f_{ctk;\,0,05}$ (N/mm^2)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk\,0,05}=0,7\times f_{ctm}$ cuantil 5%
$f_{ctk;\,0,95}$ (N/mm^2)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk\,0,95}=1,3\times f_{ctm}$ cuantil 95%
E_{cm} ($10^3\,N/mm^2$)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm}=22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ (f_{cm} en N/mm^2)
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,2	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	véase la figura A19.3.2 ε_{c1} (‰) = $0,7\,f_{cm}^{0,31}\leq 2,8$
ε_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	véase la figura A19.3.2 para $f_{ck}\geq 50$ N/mm^2 ε_{cu1} (‰) $=2,8+27[(98-f_{cm}/100)]^4$
ε_{c2}(‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	véase la figura A19.3.3 para $f_{ck}\geq 50$ N/mm^2 ε_{c2} (‰) $=2,0+0,85[(f_{ck}-50)]^{0,53}$
ε_{cu2}(‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	véase la figura A19.3.3 para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ ε_{cu2} (‰)$=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ $n=1,4+23,4[(90-f_{ck})/100]^4$
ε_{c3}(‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	véase la figura A19.3.4 para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ ε_{c3} (‰)$=1,75+0,55[(f_{ck}-50)/40]$
ε_{cu3}(‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	véase la figura A19.3.4 para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ ε_{cu3} (‰)$=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4$

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 434,78$$

$$A_{smin} = \frac{W}{z}\frac{f_{ctm}}{f_{yd}} = 3,48\ cm^2$$

Por tanto, se dispondrán de 4Ø12 que equivale a una sección de 4,52 cm².

COMPROBACIÓN A FLEXIÓN COMPUESTA - SECCIONES RECTANGULARES

Volver al índice

DATOS

Dimensiones de la sección

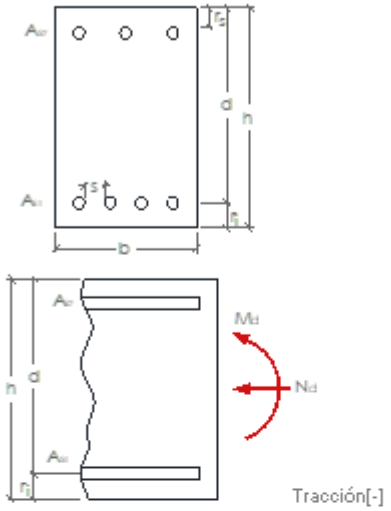
h	0.20	m
b	1.00	m
$r_{MEC,INF}$	0.05	m
$r_{MEC,SUP}$	0.05	m
d	0.15	m

Características de los materiales

f_{ck}	500	N/mm²
f_{ck}	25	N/mm²
T.M.A.	20	mm
γ_s	1.15	u
γ_c	1.50	u
α_{cc}	1.00	u
f_{yd}	434.8	N/mm²
f_{cd}	16.67	N/mm²

Disposición de las armaduras

$\#b_{S1}$	4	ud.
$Ø_{S1}$	12	mm
A_{S1}	4.52	cm²
$\#b_{S2}$	4	ud.
$Ø_{S2}$	12	mm
A_{S2}	4.52	cm²



Esfuerzos de cálculo

M_d	5.44	m·kN
N_d	0	kN
M_d'	5.44	m·kN

CÁLCULOS

Cálculos previos

U_{S1}	196.7	kN
U_{S2}	196.691	kN

Valores límite (Diag. Rectangular)

x_{LIM}	0.09	m
y_{LIM}	0.07	m
$F_{c,LIM}$	123.37	kN
M_{lim}	10.940	mkN

RESULTADO

Resultados

	FALSO	
y_{real}	0.00	m
F_c	0.0	kN
M_d'	**15.67**	m·kN
M_d	15.67	m·kN
N_d	0.00	kN

Interpretación de resultados:

Cumple, no es necesario aumentar la armadu

A continuación, se realiza la comprobación a cortante (Anejo 19 apartado 6.2.2 código estructural)

$V_{Rd,c}=[C_{Rd,c}*k(100*p_{l*}f_{ck})^{1/3}+k_{1*}\sigma_{cp}]*b_w*d$

Con un valor mínimo de:

$V_{Rd,c}=[v_{min}+k_{1*}\sigma_{cp}]*b_w*d$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2; K = 1 + \sqrt{\frac{200}{144}}=2$$

$$\rho l = \frac{Asl}{bwd} \leq 0{,}02 = \frac{4{,}52}{100 * 14{,}4} = 0{,}0031$$

$$\sigma = \min\left[\frac{N_{Ed}}{b * h}, 0{,}2 * f_{cd}\right] = 0$$

$$v_{min} = \left(0{,}035 * K^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}}\right) = 0{,}035 * 2^{\frac{3}{2}} * 25^{\frac{1}{2}} = 0{,}495$$

$$C_{Rd.c} = \frac{0{,}18}{\gamma_c} = \frac{0{,}18}{2{,}5} = 0{,}12$$

$$k_1 = 0{,}15$$

$V_{Rd,c}$=147,96 KN >q=6,79 KN

No se necesita armadura adicional a cortante.

Calculo de la losa

El momento máximo del muro es igual al momento máximo de la losa, por tanto, la armadura a tracción es la misma.

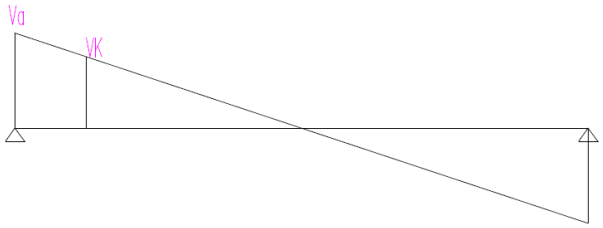
4Ø12 con As=4,52 cm^2

Se calcula si se necesita armadura de cortante:

Q=P=62,10 KN

El cortante se divide en los extremos por tanto Va=62,10/2=31,05 KN

Para calcular Vk se desplaza ese cortante al canto útil (0,20+0,20/2)=0,375



Va=31,05 KN

VK=20,92 KN

Vd=20,92*1,5=31,38

Armadura a cortante (Anejo 19 apartado 6.2.2 Código Estructural)

$V_{Rd,c}$=[$C_{Rd,c}$*k(100*p_{l}* f_{ck})$^{1/3}$+k_1*σ_{cp}]* b_w *d

Con un valor mínimo de:

$V_{Rd,c}$=[v_{min}+k_1*σ_{cp}]* b_w *d

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2; K = 1 + \sqrt{\frac{200}{144}} = 2$$

$$\rho l = \frac{Asl}{bwd} \leq 0{,}02 = \frac{4{,}52}{100 * 19.4} = 0{,}0031$$

$$\sigma = \min\left[\frac{N_{Ed}}{b * h}, 0{,}2 * f_{cd}\right] = 8{,}49$$

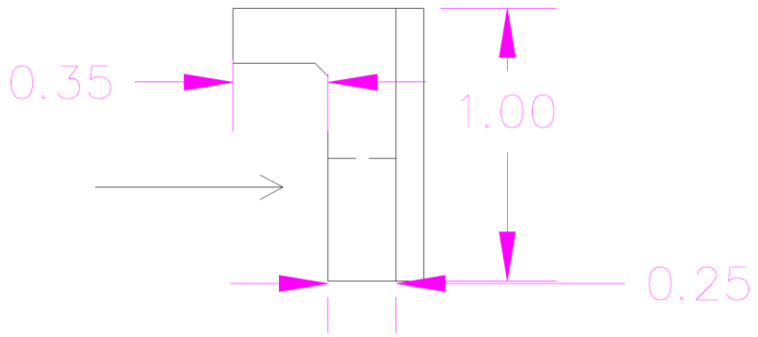
$$v_{min} = \left(0{,}035 * K^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}}\right) = 0{,}035 * 2^{\frac{3}{2}} * 25^{\frac{1}{2}} = 0{,}495$$

$$C_{Rd.c} = \frac{0{,}18}{\gamma_c} = \frac{0{,}18}{1{,}5} = 0{,}12$$

$$k_1 = 0{,}15$$

$V_{Rd,\,c}$ 49,70KN >q=31,98 KN, por tanto, no se necesita armadura a cortante.

CÁLCULO DE ESTANQUE DE IMPACTO



Hipótesis de cálculo:

Canal de descarga con el caudal máximo. Se considera como únicas solicitaciones las producidas por la fuerza debida al impacto del agua.

Características de los materiales

Hormigón HA-25/B/20/XC2 γc = 1,50

Acero B-500S……γc = 1,15

Acciones

La fuerza debida al impacto del flujo contra el muro se calcula según la expresión:

$$F = \gamma * S * (d + hv)$$

Siendo,

$\gamma = Peso\ específico\ del\ agua\ 10\ KN/m^3$

$S = Área\ de\ impacto$

$(d + hv) = Energía\ específica\ del\ agua$

Marco de 2,1*1,6

Q=1,08 m^3/s

V=8,57 m/s

b= 2,10 m

d=Q/(v*b)=0,060m

$hv=v^2/2g=3,74$ m

$S=2,1*0,060=0,126$ m^2

F=10*0,126*(0,060+3,74)= 4,79 KN

Q=4,79 KN

M=4,79*0,90=4,31 KNm

Md=1,5*M=6,47 KNm

Cálculo de la cuantía mínima

Para definir la armadura necesaria se realiza el cálculo según se indica en el Código estructural, Volumen III, Anejo 19 "Proyecto de estructuras de hormigón. Reglas generales y reglas para la edificación".

9.2.1.1 Cuantías máximas y mínimas de armadura

(1) El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,\min}$.

NOTA: Véase también el apartado 7.3 para el área de la armadura longitudinal de tracción con el fin de controlar la fisuración.

El valor a utilizar de $A_{s,\min}$ se establece mediante la expresión (9.1)

$$A_{s,\min} = \frac{W}{z}\frac{f_{ctm,fl}}{f_{yd}} \qquad (9.1)$$

donde:

z es el brazo mecánico en las sección en Estado Límite Último, que puede calcularse de forma aproximada como z = 0,8h,

W es el módulo resistente de la sección bruta relativo a la fibra más traccionada,

$f_{ctm,fl}$ es la resistencia media a flexotracción,

f_{yd} es la resistencia de cálculo de las armaduras pasivas en tracción.

De forma alternativa, y en el caso de elementos secundarios en los que sea admisible un cierto riesgo de rotura frágil, $A_{s,\min}$ se podrá tomar igual a 1,2 veces el área necesaria en la comprobación en estado límite último.

(2) Las secciones que contengan una cuantía de armadura inferior a $A_{s,\min}$ se considerarán como secciones sin armar (véase el apartado 12).

(3) El área de la sección de la armadura de tracción o de compresión no debe superar $A_{s,\max} = 0,04\,A_c$ fuera de las zonas de solape.

(4) Para elementos pretensados con armaduras activas no adherentes de forma permanente, o con cables exteriores de pretensado, se debe comprobar que el momento último resistente es superior al momento de fisuración a flexión. Será suficiente un momento resistente de 1,15 veces el momento de fisuración.

En ese caso:

$$W = \frac{B * h^2}{6} = \frac{100 * 20^2}{6} = 6666{,}66$$

$z = 0{,}8 * h = 0{,}8 * 20 = 16$

$f_{ctm} = 2{,}6$, según la tabla *"A19.3.1 Características de resistencia y deformación del hormigón"*

$f_{ctm,ft} = máx\{(1{,}6 - h/1000)f_{ctm});\ f_{ctm}\}$;

$f_{ctm,ft} = máx\{(1{,}6 - 200/1000)2{,}6);\ 2{,}6\} = 3{,}64$

Clases resistentes del hormigón															Relación analítica / Explicación
f_{ck} (N/mm^2)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
f_{cm} (N/mm^2)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm}(t)=f_{ck}(t)+8$ (N/mm^2)
f_{ctm} (N/mm^2)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm}=0,30\times f_{ck}^{(2/3)}\leq f_{ck}$ 50 N/mm^2 $f_{ctm}=2,12\cdot ln\,(1+(f_{cm}/10))>f_{ck}$ 50 N/mm^2
$f_{ctk;\,0,05}$ (N/mm^2)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk\,0,05}=0,7\times f_{ctm}$ cuantil 5%
$f_{ctk;\,0,95}$ (N/mm^2)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk\,0,95}=1,3\times f_{ctm}$ cuantil 95%
E_{cm} ($10^3\,N/mm^2$)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm}=22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ (f_{cm} en N/mm^2)
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,2	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	véase la figura A19.3.2 ε_{c1} (‰) = $0,7\,f_{cm}^{0,31}\leq 2,8$
ε_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	véase la figura A19.3.2 para $f_{ck}\geq 50$ N/mm^2 ε_{cu1} (‰) $=2,8+27[(98-f_{cm}/100)]^4$
ε_{c2}(‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	véase la figura A19.3.3 para $f_{ck}\geq 50$ N/mm^2 ε_{c2} (‰) $=2,0+0,85[(f_{ck}-50)]^{0,53}$
ε_{cu2}(‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	véase la figura A19.3.3 para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ ε_{cu2} (‰)$=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ $n=1,4+23,4[(90-f_{ck})/100]^4$
ε_{c3}(‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	véase la figura A19.3.4 para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ ε_{c3} (‰)$=1,75+0,55[(f_{ck}-50)/40]$
ε_{cu3}(‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	véase la figura A19.3.4 para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ ε_{cu3} (‰)$=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4$

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 434,78$$

$$A_{smin} = \frac{W}{z}\frac{f_{ctm}}{f_{yd}} = 3,48\ cm^2$$

Por tanto, se dispondrán de 4Ø12 que equivale a una sección de 4,52 cm².

COMPROBACIÓN A FLEXIÓN COMPUESTA - SECCIONES RECTANGULARES

Volver al índice

DATOS

Dimensiones de la sección

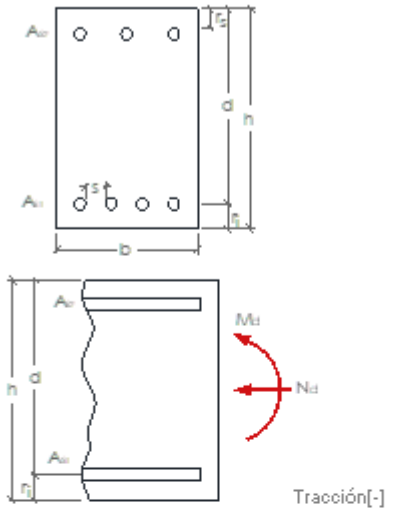
h	0.20	m
b	1.00	m
$r_{HEC,INF}$	0.05	m
$r_{HEC,SUP}$	0.05	m
d	0.15	m

Características de los materiales

f_{ck}	500	N/mm²
f_{ck}	25	N/mm²
T.M.A.	20	mm
γ_s	1.15	u
γ_c	1.50	u
α_{cc}	1.00	u
f_{yd}	434.8	N/mm²
f_{cd}	16.67	N/mm²

Disposición de las armaduras

$\#b_{s1}$	4	ud.
$Ø_{s1}$	12	mm
A_{s1}	4.52	cm²
$\#b_{s2}$	4	ud.
$Ø_{s2}$	12	mm
A_{s2}	4.52	cm²



Esfuerzos de cálculo

M_d	6.47	m·kN
N_d	0	kN
M_d'	6.47	m·kN

CÁLCULOS

Cálculos previos

U_{s1}	196.7	kN
U_{s2}	196.691	kN

Valores límite (Diag. Rectangular)

x_{LIM}	0.09	m
y_{LIM}	0.07	m
$F_{c,LIM}$	1233.7	kN
M_{lim}	139.40	mkN

RESULTADO

Resultados

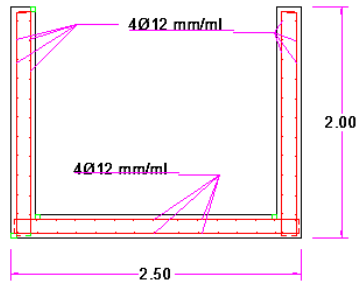
	FALSO	
y_{real}	0.00	m
F_c	0.0	kN
M_d'	**18.67**	m·kN
M_d	18.67	m·kN
N_d	0.00	kN

Interpretación de resultados:

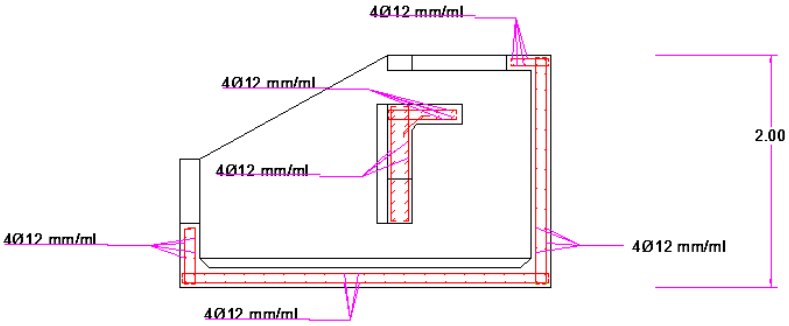
Cumple, no es necesario aumentar la armadu

Por tanto, se dispondrá armadura 4Ø12 por metro.

CROQUIS DE ARMADO



ARMADURAS SECCION B-B'



ARMADURAS SECCION A-A'

3 CÁLCULOS MECÁNICOS DE LA BALSA 3.

3.1 Arqueta de la obra de entrada- aliviadero

Todos los elementos de la obra entrada-aliviadero



En primer lugar, se define el tipo de exposición y el ambiente según el código estructural en el apartado del Volumen III: "*Dimensionamiento y comprobación de estructuras de hormigón*" anejo 19, según la tabla *A19.4.1: Clases de exposición relativas a las condiciones ambientales de acuerdo con el artículo 27 del código estructural.*

XC2	Húmedo, raramente seco	Elementos de hormigón armado o pretensado permanentemente en contacto con agua o enterrados en suelos no agresivos (por ejemplo, cimentaciones).

En base al *Apéndice E del Código Estructural: Tabla A19. E.1* y la clase de exposición anteriormente definida, se establece la resistencia característica del hormigón:

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	Clase de exposición										
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3
Resistencia característica (N/mm²)	Masa	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Armado	25	25	25	30	30	30	30	35	30	30	30
	Pretensado	25	25	25	30	30	30	35	35	35	35	35
		XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	XM1	XM2	XM3	
	Masa	30	30	30	30	30	30	35	30	30	30	
	Armado	30	30	30	30	30	30	35	30	30	30	
	Pretensado	30	30	30	30	30	35	35	30	30	30	

Por tanto, el hormigón quedaría definido como: **HA-25/B/20/XC2.**

El acero utilizado para las armaduras será Acero **B-500S.**

Características de los materiales

Hormigón : fck = 25 N / mm2 $\gamma c = 1,50$

Acero : fyk = 500 N / mm2 $\gamma s = 1,15$

Densidad del terreno seco (γt) : 18,0 KN/m3

Angulo de rozamiento interno (φ) : 33 º

Coeficiente de empuje activo (λ) : (1 - sen φ) / (1 + sen φ) = 0,29

Densidad del hormigón (γc) : 25,0 KN/m3

<u>Hipótesis de cálculo</u>

Arqueta vacía, sometida al empuje lateral de un terreno natural para el cálculo de los muros lateras

Acciones por metro lineal de estructura

P1=P3= 0,25*3*1*25=18,75 KN/m

P2=0,25*8*1*25=50KN/m

Parqueta=2*18,75+50=87,50 KN/m

Tensiones transmitidas al terreno debidas al peso:

$\sigma = \Sigma Pi / L = 87,50/ 8 = 10,94$ KN/m^2

3.1.1 Cálculo de armaduras

Muros laterales:

Se considerará como una ménsula empotrada en la base sometida al empuje de un terreno natural supuesta la arqueta vacía.



Sección A - A´:

$E = (1/2 * 3^2 * 0{,}33 * 18) = 27$ KN

Q=E=27 KN

M = - 1/3*3*27= 27 KNm

Qd = 1,5*Q=40,5 KN

$M_d = 1{,}5 * M = 40{,}5$ KNm

<u>Cálculo de cuantía mínima</u>

Para definir la armadura necesaria se realiza el cálculo según se indica en el Código estructural, Volumen III, Anejo 19 "Proyecto de estructuras de hormigón. Reglas generales y reglas para la edificación".

9.2.1.1 Cuantías máximas y mínimas de armadura

(1) El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,\min}$.

NOTA: Véase también el apartado 7.3 para el área de la armadura longitudinal de tracción con el fin de controlar la fisuración.

El valor a utilizar de $A_{s,\min}$ se establece mediante la expresión (9.1)

$$A_{s,\min} = \frac{W}{z}\frac{f_{ctm,fl}}{f_{yd}} \qquad (9.1)$$

donde:

z es el brazo mecánico en las sección en Estado Límite Último, que puede calcularse de forma aproximada como z = 0,8h,

W es el módulo resistente de la sección bruta relativo a la fibra más traccionada,

$f_{ctm,fl}$ es la resistencia media a flexotracción,

f_{yd} es la resistencia de cálculo de las armaduras pasivas en tracción.

De forma alternativa, y en el caso de elementos secundarios en los que sea admisible un cierto riesgo de rotura frágil, $A_{s,\min}$ se podrá tomar igual a 1,2 veces el área necesaria en la comprobación en estado límite último.

(2) Las secciones que contengan una cuantía de armadura inferior a $A_{s,\min}$ se considerarán como secciones sin armar (véase el apartado 12).

(3) El área de la sección de la armadura de tracción o de compresión no debe superar $A_{s,\max} = 0,04\,A_c$ fuera de las zonas de solape.

(4) Para elementos pretensados con armaduras activas no adherentes de forma permanente, o con cables exteriores de pretensado, se debe comprobar que el momento último resistente es superior al momento de fisuración a flexión. Será suficiente un momento resistente de 1,15 veces el momento de fisuración.

En ese caso:

$$W = \frac{B * h^2}{6} = \frac{100 * 25^2}{6} = 10416{,}66$$

$z = 0{,}8 * h = 0{,}8 * 25$=20

$f_{ctm} = 2{,}6$, según la tabla *"A19.3.1 Características de resistencia y deformación del hormigón"*

$f_{ctm,ft} = máx\{(1{,}6 - h/1000)f_{ctm});\ f_{ctm}\}$;

$f_{ctm,ft} = máx\{(1{,}6 - 250/1000)2{,}6);\ 2{,}6\}$=3,51

Clases resistentes del hormigón															Relación analítica / Explicación
f_{ck} (N/mm^2)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
f_{cm} (N/mm^2)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm}(t)=f_{ck}(t)+8$ (N/mm^2)
f_{ctm} (N/mm^2)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm}=0,30\times f_{ck}^{(2/3)}\leq f_{ck}$ 50 N/mm^2 $f_{ctm}=2,12\cdot ln\,(1+(f_{cm}/10))>f_{ck}$ 50 N/mm^2
$f_{ctk;\,0,05}$ (N/mm^2)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk\,0,05}=0,7\times f_{ctm}$ cuantil 5%
$f_{ctk;\,0,95}$ (N/mm^2)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk\,0,95}=1,3\times f_{ctm}$ cuantil 95%
E_{cm} ($10^3\,N/mm^2$)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm}=22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ (f_{cm} en N/mm^2)
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,2	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	véase la figura A19.3.2 ε_{c1} (‰) = $0,7\,f_{cm}^{0,31}\leq 2,8$
ε_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	véase la figura A19.3.2 para $f_{ck}\geq 50$ N/mm^2 ε_{cu1} (‰) $=2,8+27[(98-f_{cm}/100)]^4$
ε_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	véase la figura A19.3.3 para $f_{ck}\geq 50$ N/mm^2 ε_{c2} (‰) $=2,0+0,85[(f_{ck}-50)]^{0,53}$
ε_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	véase la figura A19.3.3 para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ ε_{cu2} (‰)$=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ $n=1,4+23,4[(90-f_{ck})/100]^4$
ε_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	véase la figura A19.3.4 para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ ε_{c3} (‰)$=1,75+0,55[(f_{ck}-50)/40]$
ε_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	véase la figura A19.3.4 para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ ε_{cu3} (‰)$=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4$

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 434,78$$

$$A_{smin} = \frac{W}{z}\frac{f_{ctm}}{f_{yd}} = 4,20\ cm^2$$

Por tanto, se dispondrán de 4Ø12 que equivale a una sección de 4,52 cm².

Dimensiones de la sección

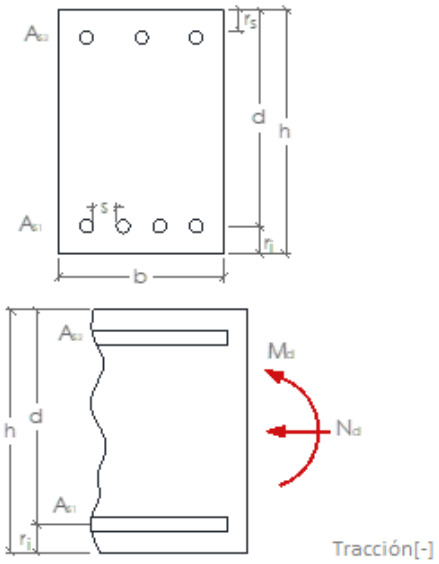
h	0.25	m
b	1.00	m
$r_{MEC,INF}$	0.05	m
$r_{MEC,SUP}$	0.05	m
d	*0.20*	m

Características de los materiales

f_{yk}	500	N/mm²
f_{ck}	25	N/mm²
T.M.A.	15	mm
γ_s	1.15	u
γ_c	1.50	u
α_{cc}	1.00	u
f_{yd}	*434.8*	N/mm²
f_{cd}	*16.67*	N/mm²

Disposición de las armaduras

$\#b_{S1}$	4	ud.
$Ø_{S1}$	12	mm
A_{S1}	*4.52*	cm²
$\#b_{S2}$	4	ud.
$Ø_{S2}$	12	mm
A_{S2}	*4.52*	cm²



Esfuerzos de cálculo

M_d	40.5	m·kN
N_d	0	kN
M_d'	*40.50*	m·kN

CÁLCULOS

Cálculos previos

U_{S1}	*196.7*	kN
U_{S2}	*196.69102*	kN

Valores límite (Diag. Rectangular)

x_{LIM}	*0.12*	m
y_{LIM}	*0.10*	m
$F_{C,LIM}$	*1645.0*	kN
M_{lim}	*247.81*	mkN

RESULTADO

Resultados

	FALSO	
y_{real}	*0.00*	m
F_c	*0.0*	kN
M_u'	***29.50***	m·kN
M_u	*29.50*	m·kN
N_u	*0.00*	kN

Interpretación de resultados:

FALSO

Por lo que la armadura no es suficiente, se aumenta la cuantía:

Dimensiones de la sección

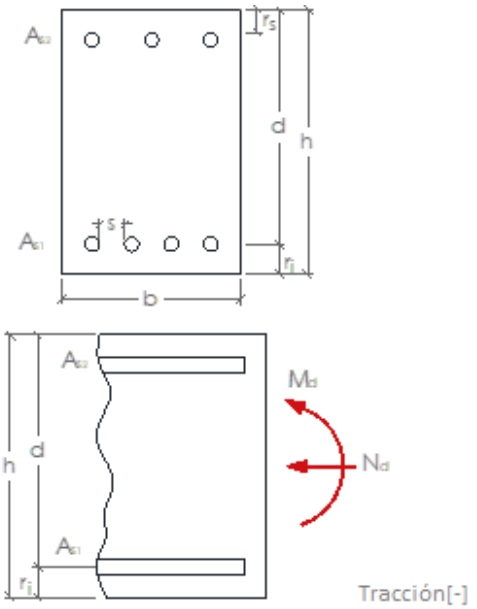
h	0.25	m
b	1.00	m
$r_{MEC,INF}$	0.05	m
$r_{MEC,SUP}$	0.05	m
d	*0.20*	m

Características de los materiales

f_{yk}	500	N/mm²
f_{ck}	25	N/mm²
T.M.A.	15	mm
γ_s	1.15	u
γ_c	1.50	u
α_{cc}	1.00	u
f_{yd}	*434.8*	N/mm²
f_{cd}	*16.67*	N/mm²

Disposición de las armaduras

$\#b_{s1}$	6	ud.
$Ø_{s1}$	12	mm
A_{s1}	*6.79*	cm²
$\#b_{s2}$	6	ud.
$Ø_{s2}$	12	mm
A_{s2}	*6.79*	cm²



Esfuerzos de cálculo

M_d	40.5	m·kN
N_d	0	kN
M_d'	*40.50*	m·kN

CÁLCULOS

Cálculos previos

U_{s1}	*295.0*	kN
U_{s2}	*295.03653*	kN

Valores límite (Diag. Rectangular)

x_{LIM}	*0.12*	m
y_{LIM}	*0.10*	m
$F_{C,LIM}$	*1645.0*	kN
M_{lim}	*247.81*	mkN

RESULTADO

Resultados

	FALSO	
y_{real}	*0.00*	m
F_c	*0.0*	kN
M_u'	***44.26***	m·kN
M_u	*44.26*	m·kN
N_u	*0.00*	kN

Interpretación de resultados:

Cumple, no es necesario aumentar la armadura

Por tanto, se dispondrá una aradura de 6Ø12.

Armadura a cortante (Anejo 19 apartado 6.2.2 Código Estructural)

$V_{Rd,c}=[C_{Rd,c}*k(100*p_l*f_{ck})^{1/3}+k_1*\sigma_{cp}]*b_w*d$

Con un valor mínimo de:

$V_{Rd,c}=[v_{min}+k_1*\sigma_{cp}]* b_w *d$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2; K = 1 + \sqrt{\frac{200}{194}} = 2$$

$$\rho l = \frac{Asl}{bwd} \leq 0{,}02 = \frac{4{,}52}{100 * 19.4} = 0{,}0035$$

$$\sigma = \min\left[\frac{N_{Ed}}{b * h}, 0{,}2 * f_{cd}\right] = 0$$

$$v_{min} = \left(0{,}035 * K^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}}\right) = 0{,}035 * 2^{\frac{3}{2}} * 25^{\frac{1}{2}} = 0{,}495$$

$$C_{Rd.c} = \frac{0{,}18}{\gamma_c} = \frac{0{,}18}{1{,}5} = 0{,}12$$

$$k_1 = 0{,}15$$

$V_{Rd,c}$=206,70 KN >q=40,50 KN

No se necesita armadura adicional a cortante

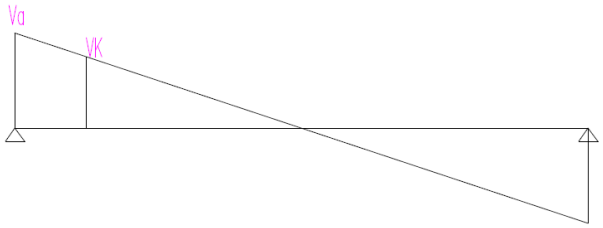
CÁLCULO DE LA LOSA

El momento máximo en la losa será el transmitido por los muros laterales (Md= 40,50 KNm) debido a la continuidad de momentos. Por tanto, la armadura a tracción sería la misma6 Ø12 con As=6,79 cm^2

Se calcula si será necesario armadura de cortante:

El cortante se divide en los extremos por tanto Va=40,5/2=20,25 KN

Para calcular Vk se desplaza ese cortante al canto útil (0,25+0,25/2), siendo VK=18,35 KN



Vd=1,50*18,35=**27,52** KN

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2; K = 1 + \sqrt{\frac{200}{194}} = 2$$

$$\rho l = \frac{Asl}{bwd} \leq 0{,}02 = \frac{4{,}52}{100 * 19.4} = 0{,}0023$$

$$\sigma = \min\left[\frac{N_{Ed}}{b * h}, 0{,}2 * f_{cd}\right] = 9{,}8$$

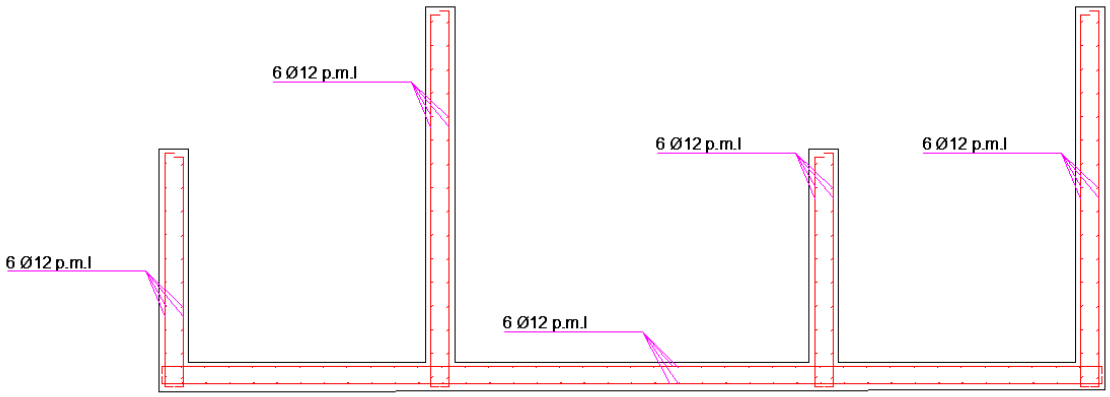
$$v_{min} = \left(0{,}035 * K^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}}\right) = 0{,}035 * 2^{\frac{3}{2}} * 25^{\frac{1}{2}} = 0{,}495$$

$$C_{Rd.c} = \frac{0{,}18}{\gamma_c} = \frac{0{,}18}{1{,}5} = 0{,}12$$

$$k_1 = 0{,}15$$

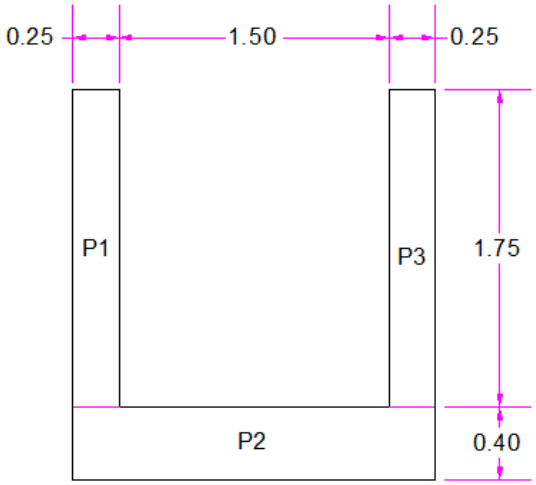
$V_{Rd,\,c}$ 229,91KN>q=27,52 KN, por tanto, no se necesita armadura a cortante.

CROQUIS DE ARMADO:



3.2 Arqueta interior de toma y desagüe de fondo

La arqueta de toma de agua interior a la balsa tiene unas dimensiones interiores de la losa de 1,50 x 1,50 metros y una altura de 1,75 m. La altura de agua que soporta a N.M.N. es de 9,70metros.



En primer lugar, se define el tipo de exposición y el ambiente según el código estructural en el apartado del Volumen III: "*Dimensionamiento y comprobación de estructuras de hormigón*" anejo 19, según la tabla *A19.4.1: Clases de exposición relativas a las condiciones ambientales de acuerdo con el artículo 27 del código estructural.*

XC2	Húmedo, raramente seco	Elementos de hormigón armado o pretensado permanentemente en contacto con agua o enterrados en suelos no agresivos (por ejemplo, cimentaciones).

En base al *Apéndice E del Código Estructural: Tabla A19. E.1* y la clase de exposición anteriormente definida, se establece la resistencia característica del hormigón:

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	Clase de exposición										
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3
Resistencia característica (N/mm²)	Masa	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Armado	25	25	25	30	30	30	30	35	30	30	30
	Pretensado	25	25	25	30	30	30	35	35	35	35	35
		XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	XM1	XM2	XM3	
	Masa	30	30	30	30	30	30	35	30	30	30	
	Armado	30	30	30	30	30	30	35	30	30	30	
	Pretensado	30	30	30	30	30	35	35	30	30	30	

Por tanto, el hormigón quedaría definido como: **HA-25/B/20/XC2.**

El acero utilizado para las armaduras será Acero **B-500S.**

Características de los materiales

Hormigón : fck = 25 N / mm2 $\gamma c = 1,50$

Acero : fyk = 500 N / mm2 $\gamma s = 1,15$

Densidad del terreno seco (γt) : 18,0 KN/m3

Angulo de rozamiento interno (φ) : 33 º

Coeficiente de empuje activo (λ) : (1 - sen φ) / (1 + sen φ) = 0,29

Densidad del hormigón (γc) : 25,0 KN/m3

<u>Hipótesis de cálculo</u>

Arqueta vacía, sometida al empuje lateral de un terreno natural para el cálculo de los muros lateras

Acciones por metro lineal de estructura

P1=P3= 0,25*1,75*1*25=10,94 KN

P2=0,40*2*1*25=20KN

Parqueta=2*10,94*+20=41,88 KN

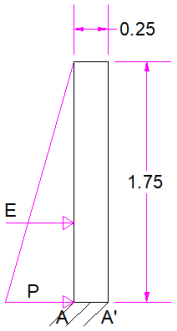
Tensiones transmitidas al terreno debidas al peso:

$\sigma = \Sigma Pi / L = 41,88/ 1,5 = 27,92 KN/m^2$

3.2.1 Cálculo de armaduras

Muros laterales:

Se considerará como una ménsula empotrada en la base sometida al empuje de un terreno natural supuesta la arqueta vacía.



Sección A - A´:

$E = (1/2 * 1{,}75^2 * 0{,}3 * 18) = 8{,}27$ KN

Q=E=8,27 KN

M = - 1/3*1,75*8,27= 4,82 KNm

Qd = 1,5*Q=12,40 KN

$M_d = 1{,}5 * M = 7{,}23$KNm

<u>Cálculo de cuantía mínima</u>

Para definir la armadura necesaria se realiza el cálculo según se indica en el Código estructural, Volumen III, Anejo 19 "Proyecto de estructuras de hormigón. Reglas generales y reglas para la edificación".

9.2.1.1 Cuantías máximas y mínimas de armadura

(1) El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,\min}$.

NOTA: Véase también el apartado 7.3 para el área de la armadura longitudinal de tracción con el fin de controlar la fisuración.

El valor a utilizar de $A_{s,\min}$ se establece mediante la expresión (9.1)

$$A_{s,\min} = \frac{W}{z}\frac{f_{ctm,fl}}{f_{yd}} \qquad (9.1)$$

donde:

z es el brazo mecánico en las sección en Estado Límite Último, que puede calcularse de forma aproximada como z = 0,8h,

W es el módulo resistente de la sección bruta relativo a la fibra más traccionada,

$f_{ctm,fl}$ es la resistencia media a flexotracción,

f_{yd} es la resistencia de cálculo de las armaduras pasivas en tracción.

De forma alternativa, y en el caso de elementos secundarios en los que sea admisible un cierto riesgo de rotura frágil, $A_{s,\min}$ se podrá tomar igual a 1,2 veces el área necesaria en la comprobación en estado límite último.

(2) Las secciones que contengan una cuantía de armadura inferior a $A_{s,\min}$ se considerarán como secciones sin armar (véase el apartado 12).

(3) El área de la sección de la armadura de tracción o de compresión no debe superar $A_{s,\max} = 0,04\,A_c$ fuera de las zonas de solape.

(4) Para elementos pretensados con armaduras activas no adherentes de forma permanente, o con cables exteriores de pretensado, se debe comprobar que el momento último resistente es superior al momento de fisuración a flexión. Será suficiente un momento resistente de 1,15 veces el momento de fisuración.

En ese caso:

$$W = \frac{B * h^2}{6} = \frac{100 * 25^2}{6} = 10416{,}66$$

$z = 0{,}8 * h = 0{,}8 * 25$=20

$f_{ctm} = 2{,}6$, según la tabla *"A19.3.1 Características de resistencia y deformación del hormigón"*

$f_{ctm,ft} = máx\{(1{,}6 - h/1000)f_{ctm});\ f_{ctm}\}$;

$f_{ctm,ft} = máx\{(1{,}6 - 250/1000)2{,}6);\ 2{,}6\}$=3,51

Clases resistentes del hormigón															Relación analítica / Explicación
f_{ck} (N/mm^2)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
f_{cm} (N/mm^2)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm}(t)=f_{ck}(t)+8$ (N/mm^2)
f_{ctm} (N/mm^2)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm}=0,30\times f_{ck}^{(2/3)}\leq f_{ck}$ 50 N/mm^2 $f_{ctm}=2,12\cdot ln\,(1+(f_{cm}/10))>f_{ck}$ 50 N/mm^2
$f_{ctk;\,0,05}$ (N/mm^2)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk\,0,05}=0,7\times f_{ctm}$ cuantil 5%
$f_{ctk;\,0,95}$ (N/mm^2)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk\,0,95}=1,3\times f_{ctm}$ cuantil 95%
E_{cm} ($10^3\cdot N/mm^2$)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm}=22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ (f_{cm} en N/mm^2)
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,2	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	véase la figura A19.3.2 ε_{c1} (‰) = $0,7\,f_{cm}^{0,31}\leq 2,8$
ε_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	véase la figura A19.3.2 para $f_{ck}\geq 50$ N/mm^2 ε_{cu1} (‰) $=2,8+27[(98-f_{cm}/100)]^4$
ε_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	véase la figura A19.3.3 para $f_{ck}\geq 50$ N/mm^2 ε_{c2} (‰) $=2,0+0,85[(f_{ck}-50)]^{0,53}$
ε_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	véase la figura A19.3.3 para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ ε_{cu2} (‰)$=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ $n=1,4+23,4[(90-f_{ck})/100]^4$
ε_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	véase la figura A19.3.4 para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ ε_{c3} (‰)$=1,75+0,55[(f_{ck}-50)/40]$
ε_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	véase la figura A19.3.4 para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ ε_{cu3} (‰)$=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4$

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 434,78$$

$$A_{smin} = \frac{W}{z}\frac{f_{ctm}}{f_{yd}} = 4,20\ cm^2$$

Por tanto, se dispondrán de 4Ø12 que equivale a una sección de 4,52 cm².

COMPROBACIÓN A FLEXIÓN COMPUESTA - SECCIONES RECTANGULARES

Volver al índice

DATOS

Dimensiones de la sección

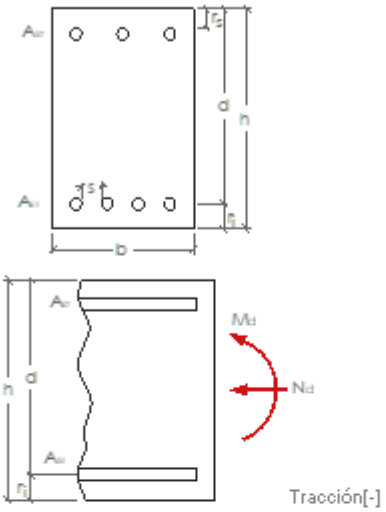
h	0.25	m
b	1.00	m
$r_{MEC,INF}$	0.05	m
$r_{MEC,SUP}$	0.05	m
d	0.20	m

Características de los materiales

f_{yk}	500	N/mm²
f_{ck}	25	N/mm²
T.M.A.	20	mm
γ_s	1.15	u
γ_c	1.50	u
α_{cc}	1.00	u
f_{yd}	434.8	N/mm²
f_{cd}	16.67	N/mm²

Disposición de las armaduras

$\#b_{S1}$	4	ud.
$Ø_{S1}$	12	mm
A_{S1}	4.52	cm²
$\#b_{S2}$	4	ud.
$Ø_{S2}$	12	mm
A_{S2}	4.52	cm²



Esfuerzos de cálculo

M_d	7.23	m·kN
N_d	0	kN
M_d'	7.23	m·kN

CÁLCULOS

Cálculos previos

U_{S1}	196.7	kN
U_{S2}	196.691	kN

Valores límite (Diag. Rectangular)

x_{LIM}	0.12	m
y_{LIM}	0.10	m
$F_{c,LIM}$	1645.0	kN
M_{lim}	247.81	mkN

RESULTADO

Resultados

	FALSO	
y_{real}	0.00	m
F_s	0.0	kN
M_d'	**28.50**	m·kN
M_d	28.50	m·kN
N_d	0.00	kN

Interpretación de resultados:

Cumple, no es necesario aumentar la armadu

Armadura a cortante (Anejo 19 apartado 6.2.2 Código Estructural)

$V_{Rd,c}=[C_{Rd,c}*k(100*p_l*f_{ck})^{1/3}+k_1*\sigma_{cp}]*b_w*d$

Con un valor mínimo de:

$V_{Rd,c}=[v_{min}+k_1*\sigma_{cp}]*b_w*d$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2; K = 1 + \sqrt{\frac{200}{194}} = 2$$

$$\rho l = \frac{Asl}{bwd} \leq 0{,}02 = \frac{4{,}52}{100 * 19.4} = 0{,}0023$$

$$\sigma = \min\left[\frac{N_{Ed}}{b * h}, 0{,}2 * f_{cd}\right] = 0$$

$$v_{min} = \left(0{,}035 * K^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}}\right) = 0{,}035 * 2^{\frac{3}{2}} * 25^{\frac{1}{2}} = 0{,}495$$

$$C_{Rd.c} = \frac{0{,}18}{\gamma_c} = \frac{0{,}18}{1{,}5} = 0{,}12$$

$$k_1 = 0{,}15$$

$V_{Rd,c}$=180,48 KN >q=12,40 KN

CÁLCULO DE LA LOSA

El momento máximo en la losa será el transmitido por los muros laterales (Md= 10,61 KNm) debido a la continuidad de momentos. Por tanto, se calcula la cuantía mínima de la losa ya que el canto es diferente.

Para definir la armadura necesaria se realiza el cálculo según se indica en el Código estructural, Volumen III, Anejo 19 "Proyecto de estructuras de hormigón. Reglas generales y reglas para la edificación".

9.2.1.1 Cuantías máximas y mínimas de armadura

(1) El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,\min}$.

NOTA: Véase también el apartado 7.3 para el área de la armadura longitudinal de tracción con el fin de controlar la fisuración.

El valor a utilizar de $A_{s,\min}$ se establece mediante la expresión (9.1)

$$A_{s,\min} = \frac{W}{z}\frac{f_{ctm,fl}}{f_{yd}} \qquad (9.1)$$

donde:

z es el brazo mecánico en las sección en Estado Límite Último, que puede calcularse de forma aproximada como z = 0,8h,

W es el módulo resistente de la sección bruta relativo a la fibra más traccionada,

$f_{ctm,fl}$ es la resistencia media a flexotracción,

f_{yd} es la resistencia de cálculo de las armaduras pasivas en tracción.

De forma alternativa, y en el caso de elementos secundarios en los que sea admisible un cierto riesgo de rotura frágil, $A_{s,\min}$ se podrá tomar igual a 1,2 veces el área necesaria en la comprobación en estado límite último.

(2) Las secciones que contengan una cuantía de armadura inferior a $A_{s,\min}$ se considerarán como secciones sin armar (véase el apartado 12).

(3) El área de la sección de la armadura de tracción o de compresión no debe superar $A_{s,\max} = 0,04\,A_c$ fuera de las zonas de solape.

(4) Para elementos pretensados con armaduras activas no adherentes de forma permanente, o con cables exteriores de pretensado, se debe comprobar que el momento último resistente es superior al momento de fisuración a flexión. Será suficiente un momento resistente de 1,15 veces el momento de fisuración.

En ese caso:

$$W = \frac{B * h^2}{6} = \frac{100 * 40^2}{6} = 26666{,}66$$

$z = 0{,}8 * h = 0{,}8 * 25 = 32$

$f_{ctm} = 2{,}6$, según la tabla *"A19.3.1 Características de resistencia y deformación del hormigón"*

$f_{ctm,ft} = máx\{(1{,}6 - h/1000)f_{ctm});\ f_{ctm}\};$

$f_{ctm,ft} = máx\{(1{,}6 - 400/1000)2{,}6);\ 2{,}6\} = 3{,}12$

Clases resistentes del hormigón															Relación analítica / Explicación
f_{ck} (N/mm^2)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
f_{cm} (N/mm^2)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm}(t)=f_{ck}(t)+8$ (N/mm^2)
f_{ctm} (N/mm^2)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm}=0,30\times f_{ck}^{(2/3)}\leq f_{ck}$ 50 N/mm^2 $f_{ctm}=2,12\cdot ln\,(1+(f_{cm}/10))>f_{ck}$ 50 N/mm^2
$f_{ctk;\,0,05}$ (N/mm^2)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk\,0,05}=0,7\times f_{ctm}$ cuantil 5%
$f_{ctk;\,0,95}$ (N/mm^2)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk\,0,95}=1,3\times f_{ctm}$ cuantil 95%
E_{cm} ($10^3\cdot N/mm^2$)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm}=22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ (f_{cm} en N/mm^2)
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,2	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	véase la figura A19.3.2 ε_{c1} (‰) = $0,7\,f_{cm}^{0,31}\leq 2,8$
ε_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	véase la figura A19.3.2 para $f_{ck}\geq 50$ N/mm^2 ε_{cu1} (‰) $=2,8+27[(98-f_{cm}/100)]^4$
ε_{c2}(‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	véase la figura A19.3.3 para $f_{ck}\geq 50$ N/mm^2 ε_{c2} (‰) $=2,0+0,85[(f_{ck}-50)]^{0,53}$
ε_{cu2}(‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	véase la figura A19.3.3 para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ ε_{cu2} (‰)$=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ $n=1,4+23,4[(90-f_{ck})/100]^4$
ε_{c3}(‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	véase la figura A19.3.4 para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ ε_{c3} (‰)$=1,75+0,55[(f_{ck}-50)/40]$
ε_{cu3}(‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	véase la figura A19.3.4 para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ ε_{cu3} (‰)$=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4$

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 434,78$$

$$A_{smin} = \frac{W}{z}\frac{f_{ctm}}{f_{yd}} = 5,98cm^2$$

Volver al índice

DATOS

Dimensiones de la sección

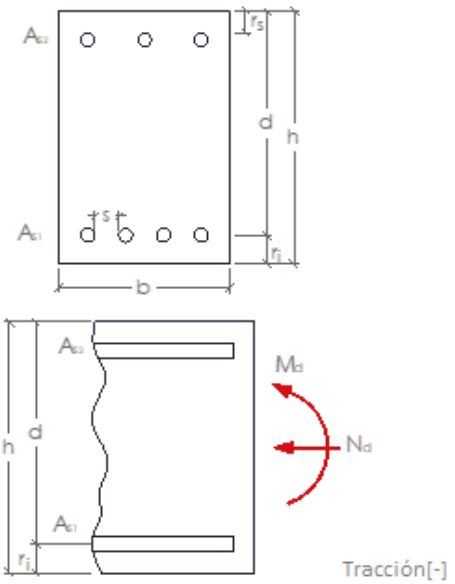
h	0.40	m
b	1.00	m
$r_{MEC,INF}$	0.05	m
$r_{MEC,SUP}$	0.05	m
d	*0.35*	m

Características de los materiales

f_{yk}	500	N/mm²
f_{ck}	25	N/mm²
T.M.A.	20	mm
γ_s	1.15	u
γ_c	1.50	u
α_{cc}	1.00	u
f_{yd}	*434.8*	N/mm²
f_{cd}	*16.67*	N/mm²

Disposición de las armaduras

$\#b_{S1}$	6	ud.
$Ø_{S1}$	12	mm
A_{S1}	*6.79*	cm²
$\#b_{S2}$	6	ud.
$Ø_{S2}$	12	mm
A_{S2}	*6.79*	cm²



Esfuerzos de cálculo

M_d	10.61	m·kN
N_d	0	kN
M_d'	*10.61*	m·kN

CÁLCULOS

Cálculos previos

U_{S1}	*295.0*	kN
U_{S2}	*295.03653*	kN

Valores límite (Diag. Rectangular)

x_{LIM}	*0.22*	m
y_{LIM}	*0.17*	m
$F_{C,LIM}$	*2878.7*	kN
M_{lim}	*758.93*	mkN

RESULTADO

Resultados

	FALSO	
y_{---}	*0.00*	m

Interpretación de resultados:

Cumple, no es necesario aumentar la armadura

Se calcula si será necesario armadura de cortante:

El cortante se divide en los extremos por tanto Va=qL/2

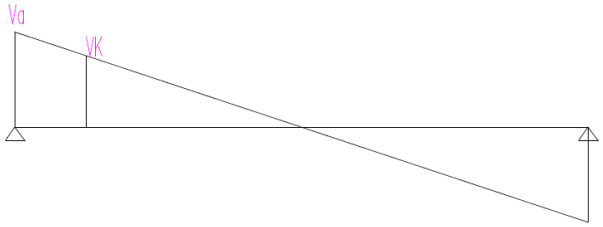
Vahastial= PPhastial=10,94 KN

Va sobrecarga peso propio de la losa= 7,5 KN

Va sobrecarga de agua = 72,75 KN

VA= (10,94+7,5)*1,35 + 72,75 =134,02 KN

Para calcular Vk se desplaza ese cortante al canto útil (0,40+0,25/2), siendo VK=**53,6 KN**=Vd



Armadura a cortante (Anejo 19 apartado 6.2.2 Código Estructural)

$V_{Rd,c}=[C_{Rd,c}*k(100*p_{l}*f_{ck})^{1/3}+k_1*\sigma_{cp}]*b_w*d$

Con un valor mínimo de:

$V_{Rd,c}=[v_{min}+k_1*\sigma_{cp}]*b_w*d$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2; K = 1 + \sqrt{\frac{200}{194}}=2$$

$$\rho l = \frac{Asl}{bwd} \leq 0{,}02 = \frac{6{,}79}{100 * 19.4} = 0{,}0035$$

$$\sigma = \min\left[\frac{N_{Ed}}{b * h}, 0{,}2 * f_{cd}\right] = 12{,}73$$

$$v_{min} = \left(0{,}035 * K^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}}\right) = 0{,}035 * 2^{\frac{3}{2}} * 25^{\frac{1}{2}} = 0{,}495$$

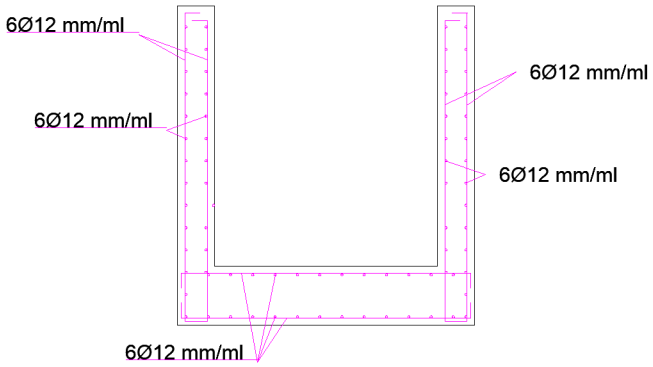
$$C_{Rd.c} = \frac{0{,}18}{\gamma_c} = \frac{0{,}18}{1{,}5} = 0{,}12$$

$$k_1 = 0{,}15$$

$V_{Rd,\,c}$ 115,46 KN >q=53,6 KN, por tanto, no se necesita armadura a cortante.

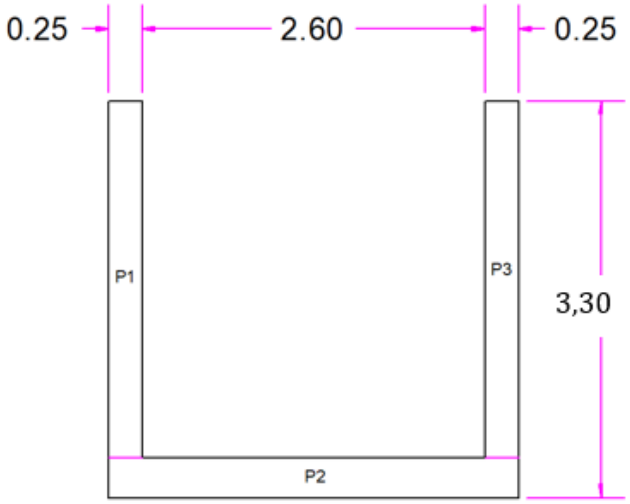
Por tanto, se dispondrán de 6Ø12 que equivale a una sección de 6,79 cm². En toda la arqueta por motivos constructivos

CROQUIS DE ARMADO:



3.3 Arqueta de válvulas

La arqueta de válvulas tiene unas dimensiones interiores de la losa de 3,10 x 5,50 metros y una altura de 3,30 m.



En primer lugar, se define el tipo de exposición y el ambiente según el código estructural en el apartado del Volumen III: "*Dimensionamiento y comprobación de estructuras de hormigón*" anejo 19, según la tabla *A19.4.1: Clases de exposición relativas a las condiciones ambientales de acuerdo con el artículo 27 del código estructural.*

XC2	Húmedo, raramente seco	Elementos de hormigón armado o pretensado permanentemente en contacto con agua o enterrados en suelos no agresivos (por ejemplo, cimentaciones).

En base al *Apéndice E del Código Estructural: Tabla A19. E.1* y la clase de exposición anteriormente definida, se establece la resistencia característica del hormigón:

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	Clase de exposición										
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3
Resistencia característica (N/mm²)	Masa	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Armado	25	25	25	30	30	30	30	35	30	30	30
	Pretensado	25	25	25	30	30	30	35	35	35	35	35
		XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	XM1	XM2	XM3	
	Masa	30	30	30	30	30	30	35	30	30	30	
	Armado	30	30	30	30	30	30	35	30	30	30	
	Pretensado	30	30	30	30	30	35	35	30	30	30	

Por tanto, el hormigón quedaría definido como: **HA-25/B/20/XC2.**

El acero utilizado para las armaduras será Acero **B-500S.**

Características de los materiales

Hormigón : fck = 25 N / mm2 $\gamma c = 1,50$

Acero : fyk = 500 N / mm2 $\gamma s = 1,15$

Densidad del terreno seco (γt) : 18,0 KN/m3

Angulo de rozamiento interno (φ) : 33 º

Coeficiente de empuje activo (λ) : (1 - sen φ) / (1 + sen φ) = 0,3

Densidad del hormigón (γc) : 25,0 KN/m3

<u>Hipótesis de cálculo</u>

Arqueta vacía, sometida al empuje lateral de un terreno natural para el cálculo de los muros lateras

Acciones por metro lineal de estructura

P1=P3= 0,25*3*1*25=18,75 KN

P2=0,30*3,10*1*25=23,25KN

Parqueta=2*18,75*+23,25=60,75 KN

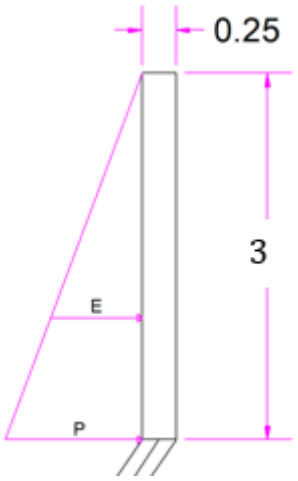
Tensiones transmitidas al terreno debidas al peso:

$\sigma = \Sigma Pi / L = 60,75/3,10 = 19,60$ KN/m^2

3.3.1 Cálculo de armaduras

Muros laterales:

Se considerará como una ménsula empotrada en la base sometida al empuje de un terreno natural supuesta la arqueta vacía.



Sección A - A´:

E = (1/2 * 3^2 * 0,3 * 18) = 23,88 KN

Q=E=23,88 KN

M = - 1/3*3*23,88= 23,88 KNm

Qd = 1,5*Q=35,82 KN

M_d = 1,5 * M = 35,82 KNm

Cálculo de cuantía mínima

Para definir la armadura necesaria se realiza el cálculo según se indica en el Código estructural, Volumen III, Anejo 19 "Proyecto de estructuras de hormigón. Reglas generales y reglas para la edificación".

9.2.1.1 Cuantías máximas y mínimas de armadura

(1) El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,\min}$.

NOTA: Véase también el apartado 7.3 para el área de la armadura longitudinal de tracción con el fin de controlar la fisuración.

El valor a utilizar de $A_{s,\min}$ se establece mediante la expresión (9.1)

$$A_{s,\min} = \frac{W}{z}\frac{f_{ctm,fl}}{f_{yd}} \qquad (9.1)$$

donde:

z es el brazo mecánico en las sección en Estado Límite Último, que puede calcularse de forma aproximada como z = 0,8h,

W es el módulo resistente de la sección bruta relativo a la fibra más traccionada,

$f_{ctm,fl}$ es la resistencia media a flexotracción,

f_{yd} es la resistencia de cálculo de las armaduras pasivas en tracción.

De forma alternativa, y en el caso de elementos secundarios en los que sea admisible un cierto riesgo de rotura frágil, $A_{s,\min}$ se podrá tomar igual a 1,2 veces el área necesaria en la comprobación en estado límite último.

(2) Las secciones que contengan una cuantía de armadura inferior a $A_{s,\min}$ se considerarán como secciones sin armar (véase el apartado 12).

(3) El área de la sección de la armadura de tracción o de compresión no debe superar $A_{s,máx} = 0,04\ A_c$ fuera de las zonas de solape.

(4) Para elementos pretensados con armaduras activas no adherentes de forma permanente, o con cables exteriores de pretensado, se debe comprobar que el momento último resistente es superior al momento de fisuración a flexión. Será suficiente un momento resistente de 1,15 veces el momento de fisuración.

En ese caso:

$$W = \frac{B * h^2}{6} = \frac{100 * 25^2}{6} = 10416{,}66$$

$$z = 0{,}8 * h = 0{,}8 * 25 = 20$$

$f_{ctm} = 2{,}6$, según la tabla *"A19.3.1 Características de resistencia y deformación del hormigón"*

$f_{ctm,ft} = máx\{(1{,}6 - h/1000)f_{ctm});\ f_{ctm}\};$

$f_{ctm,ft} = máx\{(1{,}6 - 250/1000)2{,}6);\ 2{,}6\}=3{,}51$

Clases resistentes del hormigón															Relación analítica / Explicación
f_{ck} (N/mm^2)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
f_{cm} (N/mm^2)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm}(t) = f_{ck}(t) + 8$ (N/mm^2)
f_{ctm} (N/mm^2)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm}=0{,}30\times f_{ck}^{(2/3)} \leq f_{ck}$ 50 N/mm^2 $f_{ctm}=2{,}12\cdot ln\,(1+(f_{cm}/10)) > f_{ck}$ 50 N/mm^2
$f_{ctk;\,0.05}$ (N/mm^2)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk\,0,05}=0{,}7\times f_{ctm}$ cuantil 5%
$f_{ctk;\,0.95}$ (N/mm^2)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk\,0,95}=1{,}3\times f_{ctm}$ cuantil 95%
E_{cm} ($10^3 \cdot N/mm^2$)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm}=22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ (f_{cm} en N/mm^2)
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,2	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	véase la figura A19.3.2 ε_{c1} (‰) = $0{,}7\,f_{cm}^{0,31} \leq 2{,}8$
ε_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	véase la figura A19.3.2 para $f_{ck} \geq 50$ N/mm^2 ε_{cu1} (‰) $=2{,}8+27[(98-f_{cm}/100)]^4$
ε_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	véase la figura A19.3.3 para $f_{ck} \geq 50$ N/mm^2 ε_{c2} (‰) $=2{,}0+0{,}85[(f_{ck}-50)]^{0,53}$
ε_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	véase la figura A19.3.3 para $f_{ck} \geq 50 N/mm^2$ ε_{cu2} (‰)$=2{,}6+35[(90-f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	para $f_{ck} \geq 50 N/mm^2$ $n=1{,}4+23{,}4[(90-f_{ck})/100]^4$
ε_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	véase la figura A19.3.4 para $f_{ck} \geq 50 N/mm^2$ ε_{c3} (‰)$=1{,}75+0{,}55[(f_{ck}-50)/40]$
ε_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	véase la figura A19.3.4 para $f_{ck} \geq 50 N/mm^2$ ε_{cu3} (‰)$=2{,}6+35[(90-f_{ck})/100]^4$

$$f_{yd} = \frac{500}{1{,}15} = 434{,}78$$

$$A_{smin} = \frac{W}{z}\frac{f_{ctm}}{f_{yd}} = 4{,}20\ cm^2$$

Por tanto, sería necesaria una armadura de 4Ø12 que equivale a una sección de 4,52 cm².

COMPROBACIÓN A FLEXIÓN COMPUESTA - SECCIONES RECTANGULARES

Volver al índice

DATOS

Dimensiones de la sección

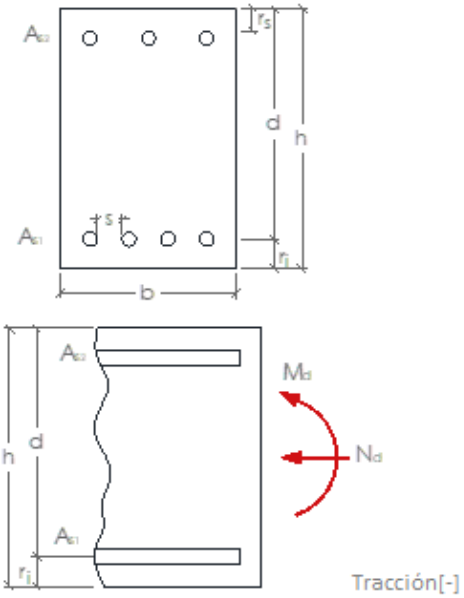
h	0.25	m
b	1.00	m
$r_{MEC,INF}$	0.05	m
$r_{MEC,SUP}$	0.05	m
d	*0.20*	m

Características de los materiales

f_{yk}	500	N/mm²
f_{ck}	25	N/mm²
T.M.A.	20	mm
γ_s	1.15	u
γ_c	1.50	u
α_{cc}	1.00	u
f_{yd}	*434.8*	N/mm²
f_{cd}	*16.67*	N/mm²

Disposición de las armaduras

$\#b_{s1}$	4	ud.
$Ø_{s1}$	12	mm
A_{s1}	*4.52*	cm²
$\#b_{s2}$	4	ud.
$Ø_{s2}$	12	mm
A_{s2}	*4.52*	cm²



Esfuerzos de cálculo

M_d	35.82	m·kN
N_d	0	kN
M_d'	*35.82*	m·kN

CÁLCULOS

Cálculos previos

U_{s1}	*196.7*	kN
U_{s2}	*196.69102*	kN

Valores límite (Diag. Rectangular)

x_{LIM}	*0.12*	m
y_{LIM}	*0.10*	m
$F_{C,LIM}$	*1645.0*	kN
M_{lim}	*247.81*	mkN

RESULTADO

Resultados

	FALSO	
y_{real}	*0.00*	m

Interpretación de resultados:

FALSO

La armadura mínima no es suficiente para soportar el momento de diseño.

Se aumenta la armadura a 5Ø12, que equivale a una sección de 5,65 cm²

COMPROBACIÓN A FLEXIÓN COMPUESTA - SECCIONES RECTANGULARES

Volver al índice

DATOS

Dimensiones de la sección

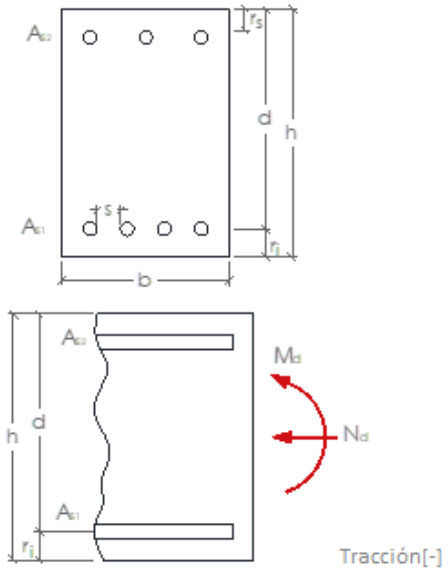
h	0.25	m
b	1.00	m
$r_{MEC,INF}$	0.05	m
$r_{MEC,SUP}$	0.05	m
d	*0.20*	m

Características de los materiales

f_{yk}	500	N/mm²
f_{ck}	25	N/mm²
T.M.A.	20	mm
γ_s	1.15	u
γ_c	1.50	u
α_{cc}	1.00	u
f_{yd}	*434.8*	N/mm²
f_{cd}	*16.67*	N/mm²

Disposición de las armaduras

$\#b_{S1}$	5	ud.
$Ø_{S1}$	12	mm
A_{S1}	*5.65*	cm²
$\#b_{S2}$	5	ud.
$Ø_{S2}$	12	mm
A_{S2}	*5.65*	cm²



Esfuerzos de cálculo

M_d	35.82	m·kN
N_d	0	kN
M_d'	*35.82*	m·kN

CÁLCULOS

Cálculos previos

U_{S1}	*245.9*	kN
U_{S2}	*245.86377*	kN

Valores límite (Diag. Rectangular)

x_{LIM}	*0.12*	m
y_{LIM}	*0.10*	m
$F_{C,LIM}$	*1645.0*	kN
M_{lim}	*247.81*	mkN

RESULTADO

Resultados

	FALSO	
γ_{real}	*0.00*	m
F_c	*0.0*	kN
M_u'	***36.88***	m·kN

Interpretación de resultados:

Cumple, no es necesario aumentar la armadura

Armadura a cortante (Anejo 19 apartado 6.2.2 Código Estructural)

$V_{Rd,c}=[C_{Rd,c}*k(100*p_{l}* f_{ck})^{1/3}+k_1*\sigma_{cp}]* b_w *d$

Con un valor mínimo de:

$V_{Rd,c}=[v_{min}+k_1*\sigma_{cp}]* b_w *d$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2; K = 1 + \sqrt{\frac{200}{194}} = 2$$

$$\rho l = \frac{Asl}{bwd} \leq 0{,}02 = \frac{4{,}52}{100 * 19.4} = 0{,}0029$$

$$\sigma = \min\left[\frac{N_{Ed}}{b * h}, 0{,}2 * f_{cd}\right] = 0$$

$$v_{min} = \left(0{,}035 * K^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}}\right) = 0{,}035 * 2^{\frac{3}{2}} * 25^{\frac{1}{2}} = 0{,}495$$

$$C_{Rd.c} = \frac{0{,}18}{\gamma_c} = \frac{0{,}18}{1{,}5} = 0{,}12$$

$$k_1 = 0{,}15$$

$V_{Rd,c}$=194,42 KN >q=35,82 KN

CÁLCULO DE LA LOSA

El momento máximo en la losa será el transmitido por los muros laterales (Md= 35,82KNm) debido a la continuidad de momentos. Por tanto, se calcula la cuantía mínima de la losa ya que el canto es diferente.

Para definir la armadura necesaria se realiza el cálculo según se indica en el Código estructural, Volumen III, Anejo 19 "Proyecto de estructuras de hormigón. Reglas generales y reglas para la edificación".

9.2.1.1 Cuantías máximas y mínimas de armadura

(1) El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,\min}$.

NOTA: Véase también el apartado 7.3 para el área de la armadura longitudinal de tracción con el fin de controlar la fisuración.

El valor a utilizar de $A_{s,\min}$ se establece mediante la expresión (9.1)

$$A_{s,\min} = \frac{W}{z}\frac{f_{ctm,fl}}{f_{yd}} \qquad (9.1)$$

donde:

z es el brazo mecánico en las sección en Estado Límite Último, que puede calcularse de forma aproximada como z = 0,8h,

W es el módulo resistente de la sección bruta relativo a la fibra más traccionada,

$f_{ctm,fl}$ es la resistencia media a flexotracción,

f_{yd} es la resistencia de cálculo de las armaduras pasivas en tracción.

De forma alternativa, y en el caso de elementos secundarios en los que sea admisible un cierto riesgo de rotura frágil, $A_{s,\min}$ se podrá tomar igual a 1,2 veces el área necesaria en la comprobación en estado límite último.

(2) Las secciones que contengan una cuantía de armadura inferior a $A_{s,\min}$ se considerarán como secciones sin armar (véase el apartado 12).

(3) El área de la sección de la armadura de tracción o de compresión no debe superar $A_{s,\max} = 0,04\,A_c$ fuera de las zonas de solape.

(4) Para elementos pretensados con armaduras activas no adherentes de forma permanente, o con cables exteriores de pretensado, se debe comprobar que el momento último resistente es superior al momento de fisuración a flexión. Será suficiente un momento resistente de 1,15 veces el momento de fisuración.

En ese caso:

$$W = \frac{B * h^2}{6} = \frac{100 * 30^2}{6} = 15000$$

$z = 0{,}8 * h = 0{,}8 * 30 = 24$

$f_{ctm} = 2{,}6$, según la tabla *"A19.3.1 Características de resistencia y deformación del hormigón"*

$f_{ctm,ft} = máx\{(1{,}6 - h/1000)f_{ctm});\ f_{ctm}\};$

$f_{ctm,ft} = máx\{(1{,}6 - 300/1000)2{,}6);\ 2{,}6\} = 3{,}38$

Clases resistentes del hormigón															Relación analítica / Explicación
f_{ck} (N/mm^2)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
f_{cm} (N/mm^2)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm}(t)=f_{ck}(t)+8$ (N/mm^2)
f_{ctm} (N/mm^2)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm}=0,30\times f_{ck}^{(2/3)}\leq f_{ck}$ 50 N/mm^2 $f_{ctm}=2,12\cdot ln\,(1+(f_{cm}/10))>f_{ck}$ 50 N/mm^2
$f_{ctk;\,0,05}$ (N/mm^2)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk\,0,05}=0,7\times f_{ctm}$ cuantil 5%
$f_{ctk;\,0,95}$ (N/mm^2)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk\,0,95}=1,3\times f_{ctm}$ cuantil 95%
E_{cm} ($10^3\,N/mm^2$)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm}=22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ (f_{cm} en N/mm^2)
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,2	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	véase la figura A19.3.2 ε_{c1} (‰) = $0,7\,f_{cm}^{0,31}\leq 2,8$
ε_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	véase la figura A19.3.2 para $f_{ck}\geq 50$ N/mm^2 ε_{cu1} (‰) $=2,8+27[(98-f_{cm}/100)]^4$
ε_{c2}(‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	véase la figura A19.3.3 para $f_{ck}\geq 50$ N/mm^2 ε_{c2} (‰) $=2,0+0,85[(f_{ck}-50)]^{0,53}$
ε_{cu2}(‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	véase la figura A19.3.3 para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ ε_{cu2} (‰)$=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ $n=1,4+23,4[(90-f_{ck})/100]^4$
ε_{c3}(‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	véase la figura A19.3.4 para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ ε_{c3} (‰)$=1,75+0,55[(f_{ck}-50)/40]$
ε_{cu3}(‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	véase la figura A19.3.4 para $f_{ck}\geq 50N/mm^2$ ε_{cu3} (‰)$=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4$

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 434,78$$

$$A_{smin} = \frac{W}{z}\frac{f_{ctm}}{f_{yd}} = 4,86\ cm^2$$

Por tanto, se dispondrán de 5Ø12 que equivale a una sección de 5,65 cm^2

COMPROBACIÓN A FLEXIÓN COMPUESTA - SECCIONES RECTANGULARES

Volver al índice

DATOS

Dimensiones de la sección

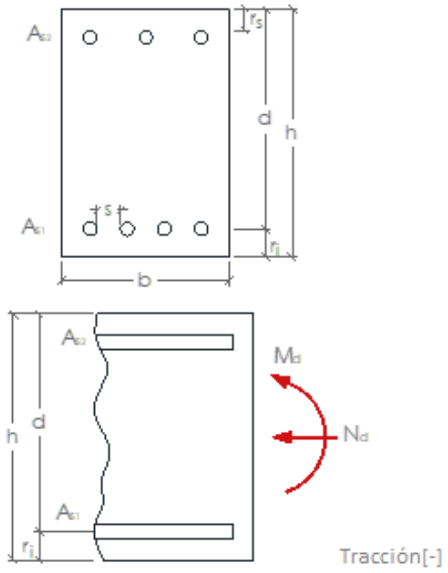
h	0.25	m
b	1.00	m
$r_{MEC,INF}$	0.05	m
$r_{MEC,SUP}$	0.05	m
d	*0.20*	m

Características de los materiales

f_{yk}	500	N/mm²
f_{ck}	25	N/mm²
T.M.A.	20	mm
γ_s	1.15	u
γ_c	1.50	u
α_{cc}	1.00	u
f_{yd}	*434.8*	N/mm²
f_{cd}	*16.67*	N/mm²

Disposición de las armaduras

$\#b_{S1}$	5	ud.
$Ø_{S1}$	12	mm
A_{S1}	*5.65*	cm²
$\#b_{S2}$	5	ud.
$Ø_{S2}$	12	mm
A_{S2}	*5.65*	cm²



Esfuerzos de cálculo

M_d	35.82	m·kN
N_d	0	kN
M_d'	*35.82*	m·kN

CÁLCULOS

Cálculos previos

U_{S1}	*245.9*	kN
U_{S2}	*245.86377*	kN

Valores límite (Diag. Rectangular)

x_{LIM}	*0.12*	m
y_{LIM}	*0.10*	m
$F_{C,LIM}$	*1645.0*	kN
M_{lim}	*247.81*	mkN

RESULTADO

Resultados

	FALSO	
y_{real}	*0.00*	m
F_c	*0.0*	kN
M_u'	***36.88***	m·kN

Interpretación de resultados:

Cumple, no es necesario aumentar la armadura

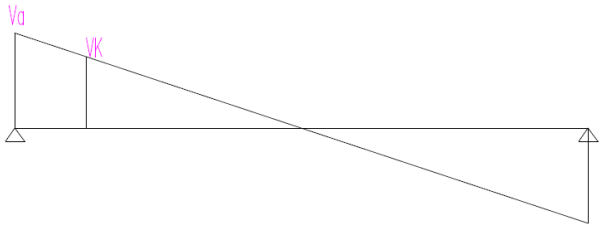
Se comprueba a continuación la necesidad de armadura a cortante:

Se calcula si será necesario armadura de cortante:

Va=60,75/2=30,375 KN

Para calcular Vk se desplaza ese cortante al canto útil (0,30+0,25/2), siendo VK=21,32 KN

Vd=1,5*21,32=**31,98 KN**



Armadura a cortante (Anejo 19 apartado 6.2.2 Código Estructural)

$V_{Rd,c}=[C_{Rd,c}*k(100*p_l*f_{ck})^{1/3}+k_1*\sigma_{cp}]*b_w*d$

Con un valor mínimo de:

$V_{Rd,c}=[v_{min}+k_1*\sigma_{cp}]*b_w*d$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2; K = 1 + \sqrt{\frac{200}{194}} = 2$$

$$\rho l = \frac{Asl}{bwd} \leq 0{,}02 = \frac{6{,}79}{100 * 19.4} = 0{,}0035$$

$$\sigma = \min\left[\frac{N_{Ed}}{b * h}, 0{,}2 * f_{cd}\right] = 28{,}65$$

$$v_{min} = \left(0{,}035 * K^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}}\right) = 0{,}035 * 2^{\frac{3}{2}} * 25^{\frac{1}{2}} = 0{,}495$$

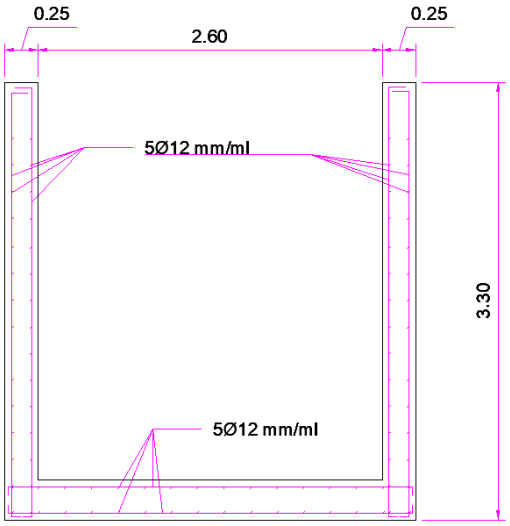
$$C_{Rd.c} = \frac{0{,}18}{\gamma_c} = \frac{0{,}18}{1{,}5} = 0{,}12$$

$$k_1 = 0{,}15$$

$V_{Rd,c}$ 166,77 KN >q=31,98 KN, por tanto, no se necesita armadura a cortante.

Por tanto, por igualdad de armadura toda la arqueta se armará con 5Ø12por m.

CROQUIS DE ARMADO



APÉNDICE 4. ESTABILIDAD DE TALUDES

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

Financiado por la Unión Europea NextGenerationEU

Índice

1 Introducción 4
2 Fundamentos teóricos 6
2.1 Método de BISHOP 6
3 Entrada de datos 8
4 Precauciones a adoptar 9
5 Comprobación de la estabilidad de los diferentes taludes que conforman la Balsa 1 . 10
5.1 Datos. Materiales del dique y cimiento. Sismicidad. 11
5.1.1 Materiales del dique y cimiento 11
5.1.2 Sismicidad 13
5.2 Definición geométrica 16
5.3 Hipótesis de cálculo 16
5.4 Resultados y conclusiones 17
6 Comprobación de la estabilidad de los diferentes taludes que conforman la Balsa 3. 24
6.1 Datos. Materiales del dique y cimiento. Sismicidad. 26
6.1.1 Materiales del dique y cimiento 26
6.1.2 Sismicidad 27
6.2 Definición geométrica 29
6.3 Hipótesis de cálculo 29
6.4 Resultados y conclusiones 30

1 Introducción

La comprobación de la seguridad estructural de los diques que componen la balsa se realiza mediante la utilización del programa SLOPE/W, el cual permite obtener los círculos de deslizamiento y sus coeficientes de seguridad por diversos métodos (Bishop, Janbu, Morgenstern-Price, Spencer, etc.). El programa determina el coeficiente de seguridad de superficies de deslizamiento bien comprendidas entre unos límites previamente establecidos o bien que pasan por un punto fijo y con centro en un punto dentro de una región, llamada malla, prefijada.

El análisis de la seguridad se realiza bajo la hipótesis de talud seco. Se ha optado por esta hipótesis atendiendo al estudio realizado por la Universidad Politécnica de Valencia (UPV) y la Conselleria de Agricultura de la Generalitat Valenciana, sobre una serie de balsas de edad igual o superior a 15 años en la Comunidad Valenciana. Según se cita en el mismo "*En estas el comportamiento real observado es coherente con el caso de talud seco (no saturado)……. dado que para el talud exterior la hipótesis de talud saturado, conduce en algunos casos a coeficientes de seguridad próximos a la unidad, e incluso inferiores, por lo que, en algún caso, si esta hipótesis de carga fuera cierta, debiera haberse observado algún deslizamiento, máxima en una zona en la que con cierta frecuencia se producen sismos, en algunos casos de cierta importancia y que si que han afectado a otras construcciones. Lo cual indica que las geomembranas cumplen perfectamente su misión impermeabilizadora, y que las pequeñas fugas que se pueden presentar no tienen suficiente entidad para saturar el talud".*

Como se desprende del párrafo anterior, una de las principales conclusiones extraídas dice: "De las consideraciones efectuadas en el apartado anterior, de las distintas hipótesis de carga analizadas, para el caso de balsas impermeabilizadas con geomembranas, es suficiente estudiar únicamente la hipótesis de talud no saturado para el talud exterior e interior, evidenciando que el problema de la estabilidad de los taludes no estriba en el potencial deslizamiento del mismo, sino en los peligros de erosión interna". Debido a esto es muy importante guardar especial cuidado en las uniones de la lámina, fundamentalmente con las obras de hormigón (tomas, aliviadero, etc.).

En cualquier caso, se realiza también una comprobación de los coeficientes de seguridad obtenidos en la hipótesis de rotura de lámina con talud saturado y comprobando que los valores obtenidos son superiores a la unidad.

Ante la homogeneidad en la sección tipo de la balsa, se ha optado por realizar el cálculo de estabilidad por el método de BISHOP, apropiado para materiales que tengan una rotura de tipo circular (taludes conformados por materiales tipo suelo con cohesión).

2 Fundamentos teóricos

2.1 Método de BISHOP

Las hipótesis de partida, en el método de BISHOP, para el estudio de la estabilidad de taludes son:

1º Todos los deslizamientos se producen en círculos.

2º Las fuerzas horizontales no se consideran.

En el estudio del equilibrio de una porción de terreno, que se ha denominado "faja", intervienen los siguientes conceptos:

b: ancho de la faja.

w: Peso de la faja.

α : ángulo que forma el radio del círculo con la vertical.

ϕ : ángulo de rozamiento interno.

c: cohesión.

u: subpresión.

Tn: Fuerza vertical actuante en una cara de la faja.

Tn+1: Fuerza vertical actuante en la otra cara de la faja.

N: Fuerza normal al círculo que contiene a la faja considerada.

Estableciendo las condiciones de equilibrio en fuerzas verticales y momentos respecto del punto origen del círculo considerado, se tiene:

$$F = \frac{\sum \left[\left[cb + \operatorname{tg}\phi \left(W - ub + T_n - T_{n+1} \right) \right] \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\operatorname{tg}\alpha \operatorname{tg}\phi}{F}} \right]}{\sum W \operatorname{sen} \alpha}$$

Obsérvese que al no considerar las fuerzas horizontales el equilibrio en esta dirección estará indeterminado.

Suponiendo que las fuerzas Ti sean nulas y estableciendo de nuevo el equilibrio se obtiene la fórmula simplificada del método de BISHOP:

$$F = \frac{\sum \left[\left[cb + \operatorname{tg}\phi \left(W - ub \right)_{1+\frac{\operatorname{tg}\alpha \operatorname{tg}\phi}{F}}^{\sec\alpha} \right] \right]}{\sum W \operatorname{sen}\alpha}$$

Al suponer que las fuerzas horizontales son cero, el problema resulta sobredeterminado y no se cumplirá la condición de equilibrio horizontal. No obstante, el error introducido es, en general, pequeño ya que las fuerzas actuantes son de signos contrarios.

3 Entrada de datos

El programa SLOPE/W se encuadra en el entorno Windows, que lo hace más agradable al manejo que anteriores programas que funcionaban bajo MS-DOS.

En primer lugar, se define el entorno de trabajo estableciendo el tamaño de página, escala de trabajo y disposición de ejes coordenados. Asimismo, es necesario definir las características de los distintos estratos sobre los que se asentará la balsa y los materiales de que estará constituida.

A continuación, se debe definir geométricamente el problema, bien mediante la introducción de las coordenadas de los distintos puntos del perfil transversal o sección tipo de la presa, o dibujando directamente mediante la utilidad de CAD que lleva incorporada el programa.

El tercer paso consiste en establecer y dibujar la línea de saturación para las dos hipótesis de cálculo, esto es, embalse lleno y desembalse rápido.

Una vez finalizados los pasos anteriores se establece la red de posibles centros de los círculos de deslizamiento, las posibles tangentes a dichos círculos y los límites de cálculo para las superficies de deslizamiento. También es posible, como ya se ha indicado obligar a que todos los círculos de cálculo pasen por un punto determinado, e incluso realizar cálculos estableciendo previamente el eje de la superficie de deslizamiento.

Por último, se calculan las posibles soluciones a partir de los parámetros establecidos pudiendo visualizar los resultados.

4 Precauciones a adoptar

A la hora de interpretar los resultados es necesario tomar una serie de precauciones entre las que se pueden destacar las siguientes:

- Es conveniente que el centro de deslizamiento pésimo quede relativamente centrado en la malla de posibles centros de deslizamiento definida, no debiendo estar nunca en sus laterales.
- Se deberán tomar con precaución los resultados de los coeficientes de seguridad exageradamente elevados o extremadamente bajos.
- Siempre es conveniente revisar los equilibrios de fuerzas entre las distintas "fajas" de deslizamiento establecidas, comprobando que no queda ninguna fuerza "colgada" en dichos equilibrios.

5 Comprobación de la estabilidad de los diferentes taludes que conforman la Balsa 1

Se ha realizado un levantamiento topográfico de la futura ubicación de la balsa. Se ha realizado un diseño de la misma donde la cota de coronación del dique se encuentra a la 978,00 m.s.n.m., el N.M.N. a la 976,90 m.s.n.m. y el fondo a la 868,00 m.s.n.m. Los terraplenes tienen forma trapecial, con un camino de coronación, a la cota978,00 m.s.n.m., de 485 m de longitud y anchura de 6 m. El talud interior de la balsa es de 2,25 H/1V y el exterior, en terraplén, es de 2 H/1V.

La altura máxima del terraplén, respecto al fondo de la balsa, es de 10 m, con una altura de lámina de agua a N.M.N. de 8,90 m, quedando por tanto un resguardo de 1,10 m bajo la coronación. La máxima altura de terraplén, en el talud de aguas abajo de la balsa, es de 22,10 m, ya que la mínima cota del pie del dique es la 955,90 m.s.n.m.

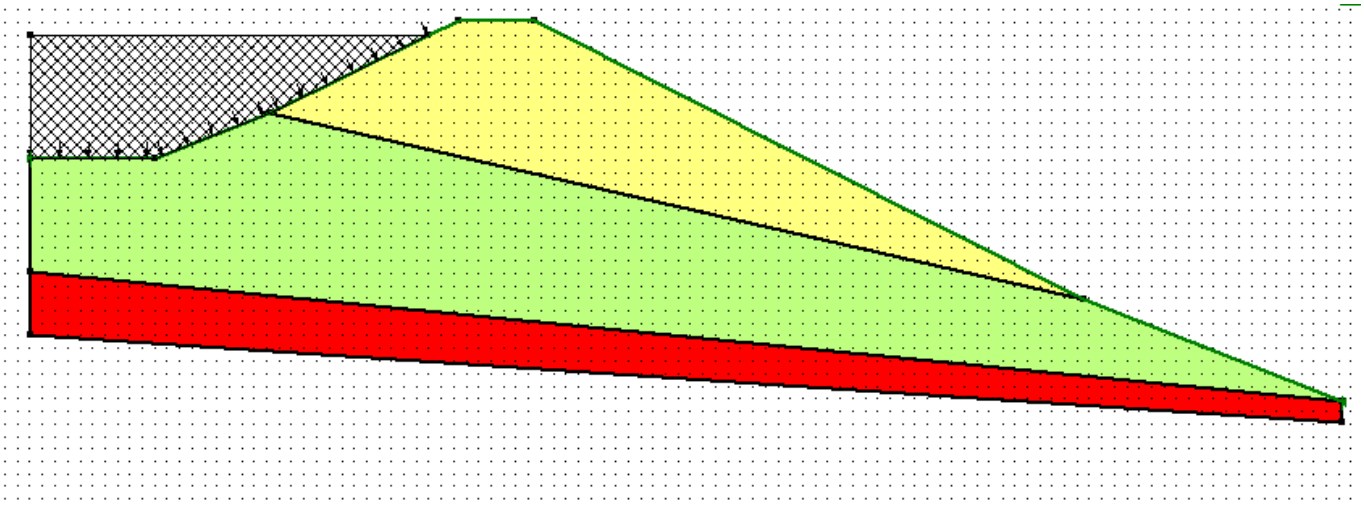
En la zona de desmonte de la balsa, los taludes van a tener una pendiente 1,50 H/1V, teniendo una altura máxima de 14,36 m, siendo la cota más alta de desmonte la 982,36m.s.n.m.

Se va a estudiar la estabilidad de todos los taludes existentes en la obra para las secciones más desfavorables, tanto en terraplén como en desmonte.

Para los taludes que componen la balsa y la explanación, las secciones estudiadas son:

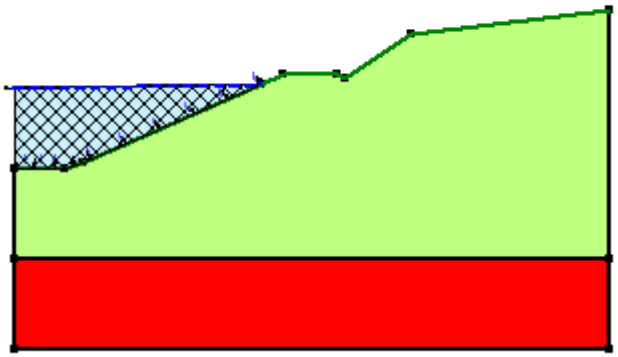
SECCIÓN 1. TERRAPLÉN BALSA:

H dique= 22,10 m, talud exterior 2H/1V, Talud interior 2,25 H/1V, no hay nivel freático



SECCIÓN 2. DESMONTE BALSA

H desmonte= 14,36 m, Talud exterior 1,50H/1V, Talud interior 2,25H/1V



5.1 Datos. Materiales del dique y cimiento. Sismicidad.

5.1.1 Materiales del dique y cimiento

Teniendo en cuenta el informe "Estudio geotécnico del emplazamiento la Balsa01 en el Término municipal de Barrado" realizado por la empresa Ensaproc-Ensaproex. (Mayo de 2023), los materiales que conformarán los diques de la balsa estarán compuestos por una mezcla de rocas graníticas y migmatíticas.

De cara a determinar de manera efectiva los parámetros resistentes de los materiales que conformarán la balsa y la cimentación, se han realizado una serie interpretaciones y ensayos que se muestran en los estudios indicados anteriormente.

De cara a determinar de manera efectiva los parámetros resistentes de los materiales que forman la balsa y la cimentación, se han realizado una serie de ensayos, pero no se han podido ejecutar triaxiales, debido a la gran dificultad que existe para tomar muestras en este tipo de materiales. Según la guía técnica para el proyecto construcción, explotación, mantenimiento, vigilancia y planes de emergencia con vistas a la seguridad de la Generalitat Valenciana, los ensayos triaxiales son más fiables y los límites de Atterberg tienen especial interés para el proceso constructivo.

Los parámetros de ángulo de rozamiento y cohesión adoptados se han extraído del Anexo nº1. Tabla de propiedades mecánicas de los suelos compactados del Bureu Reclamation de la Guía anteriormente mencionada.

- Material "todo-uno" del dique (nivel 0: relleno del dique, material SM-MG)

  Angulo de rozamiento interno: 33,02º

  Densidad: 18,1KN/m^3

  Cohesión: 0,134 Kg/cm^2

- Cimiento:

  Angulo de rozamiento interno: 33,4º

  Densidad: 18,1KN/m^3

  Cohesión: 0,134 Kg/cm^2

Para el comportamiento de todos los materiales se ha supuesto el modelo de Mohr-Coulomb.

En el momento en el que se vaya a ejecutar la balsa, se deberán verificar, con los ensayos que sean necesarios, que las características de los materiales que conformarán los terraplenes de la balsa son similares a los utilizados en la elaboración de este anejo de estabilidad de taludes. En el caso de que estas características difieran de los valores utilizados, se deberá realizar un recalculo de la estabilidad como comprobación de que los taludes de la balsa siguen siendo estables. Si éstos no fueran estables, se deberá estudiar la pendiente de unos nuevos taludes hasta los diques sean estables.

Este análisis se realizará atendiendo a la normativa vigente en el momento de la construcción de la balsa.

5.1.2 Sismicidad

Es necesaria la consideración de las acciones sísmicas en el cálculo de la estabilidad de taludes de la balsa ya que la aceleración sísmica básica a_b, del emplazamiento en el término municipal de Barrado, es de 0,04 g.

Aplicando las prescripciones contenidas en la Norma Sismorresistente NCSR-02, Parte General y Edificación, la aceleración sísmica de cálculo, a_c se define como el producto:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$$

donde

- a_b: Aceleración sísmica básica definida en función de la localización geográfica.
- ρ: Coeficiente adimensional de riesgo, función de la probabilidad aceptable de que se exceda a_c en el período de vida para el que se proyecta la construcción.

  En el caso de la balsa, por tratarse de una construcción de importancia especial ρ= 1,3

- S: Coeficiente de amplificación del terreno. Toma el valor:

$$\text{Para } \rho . a_b \leq 0{,}1 \text{ g} \qquad S = \frac{C}{1{,}25}$$

$$\text{Para } 0{,}1\text{g} < \rho . a_b < 0{,}4 \text{ g} \qquad S = \frac{C}{1{,}25} + 3{,}33 \left(\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0{,}1\right)\left(1 - \frac{C}{1{,}25}\right)$$

$$\text{Para } 0{,}4 \text{ g} \leq \rho . a_b \qquad S = 1{,}0$$

siendo:

  - C: Coeficiente de terreno. Depende de las características geotécnicas del terreno de cimentación que se detalla en el siguiente cuadro.

TIPO DE TERRENO	COEFICIENTE C
I	1,0
II	1,3
III	1,6
IV	2,0

Clasificándose los terrenos en los siguientes tipos:

Terreno tipo I: Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, vs > 750 m/s.

Terreno tipo II: Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, 750 m/s ⩾vs > 400 m/s.

Terreno tipo III: Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, 400 m/s ⩾vs > 200 m/s.

Terreno tipo IV: Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, vs ⩽200 m/s.

Se considera un terreno tipo II, por lo que C = 1,30.

Por tanto, para el caso que se presenta el valor de S = 1,04.

Obteniéndose una aceleración símica de cálculo de

$$a_c = 0{,}054\ g$$

El coeficiente sísmico horizontal que se tomará en el cálculo es de:

$$K_h = a_c/g = 0{,}054$$

El coeficiente sísmico vertical que se tomará en el cálculo es de:

$$K_v = K_h/2 = 0{,}027$$

5.2 Definición geométrica

Para la introducción de la sección del dique en el modelo SLOPE/W es necesario definir una serie de puntos que delimiten los distintos materiales en sus respectivos recintos.

5.3 Hipótesis de cálculo

Como ya se ha indicado con anterioridad, el análisis de la seguridad se realiza bajo la hipótesis de talud seco ya que será la situación en la que se encuentra la balsa en condiciones normales, dado que el dique de la balsa está impermeabilizado en su talud aguas arriba, estando mojado únicamente en el caso de una eventual rotura de la lámina de impermeabilización. Atendiendo al estudio de la Universidad Politécnica de Valencia (UPV) anteriormente mencionado, la experiencia indica que estas roturas, en caso de producirse, no tendrán suficiente entidad como para saturar los taludes. En cualquier caso, se realiza también una comprobación de los coeficientes de seguridad obtenidos en la hipótesis de rotura de lámina con talud saturado, comprobando que los valores obtenidos son superiores a la unidad.

A su vez, y al no existir normativa de balsas, y no ser posible la aplicación del *Real Decreto 264/2021, de 13 de abril, por el que se aprueban las normas técnicas de seguridad para las presas y sus embalses*, ya que éste aplicable solo a presas, se han estudiado las siguientes hipótesis:

A) **Embalse lleno:** En esta hipótesis se calcula la estabilidad del talud aguas abajo de la balsa. La estabilidad de dicho talud ha sido calculada mediante una red de posibles círculos de deslizamiento por el método de Bishop
B) **Desembalse rápido:** Esta hipótesis considera el embalse vacío, calculándose la estabilidad del talud de aguas arriba. La estabilidad de dicho talud ha sido calculada mediante una red de posibles círculos de deslizamiento por el método de Bishop

Los coeficientes de seguridad mínimos considerados para la estabilidad de la balsa, en zona sísmica, para las hipótesis de talud seco y desembalse rápido, en situación normal y extraordinaria, son:

SITUACIÓN NORMAL. TALUD SECO Y SISMO:

A) Embalse lleno a N.M.N.: coeficiente de seguridad **1,40** considerando presión hidrostática al máximo nivel normal y sismo.

B) Desembalse rápido: coeficiente de seguridad **1,30** con presiones intersticiales al máximo nivel normal y sismo.

SITUACIÓN EXTRAORINARIA. TALUD SATURADO Y SISMO:

A) Embalse lleno a N.M.N.: coeficiente de seguridad **1,00** considerando presión hidrostática al máximo nivel normal y sismo.

B) Desembalse rápido: coeficiente de seguridad **1,00** con presiones intersticiales al máximo nivel normal y sismo.

El coeficiente de seguridad mínimo considerado, para la estabilidad de la zona de desmonte tanto de la balsa como de la explanación, en zona sísmica, es:

A) Desmonte: coeficiente de seguridad **1,00** considerando sismo.

5.4 Resultados y conclusiones

Los resultados obtenidos para los cálculos de estabilidad del dique son los siguientes:

SECCIÓN 1. DIQUE:

H dique= 22,1 m, Talud exterior: 2H/1V, Talud interior: 2,25 H/1V,

SITUACIÓN NORMAL. TALUD SECO

A) Embalse lleno:

- Coeficiente de seguridad mínimo: 1,635

B) Desembalse rápido:

- Coeficiente de seguridad mínimo: 2,135

SITUACIÓN EXTRAORDINARIA. TALUD SATURADO

A) Embalse lleno:

- Coeficiente de seguridad mínimo: 1,1

B) Desembalse rápido:

- Coeficiente de seguridad mínimo: 1,25

SECCIÓN 2. DESMONTE BALSA:

SITUACIÓN NORMAL. TALUD SECO
A) Embalse lleno:
- Coeficiente de seguridad mínimo: 2,48

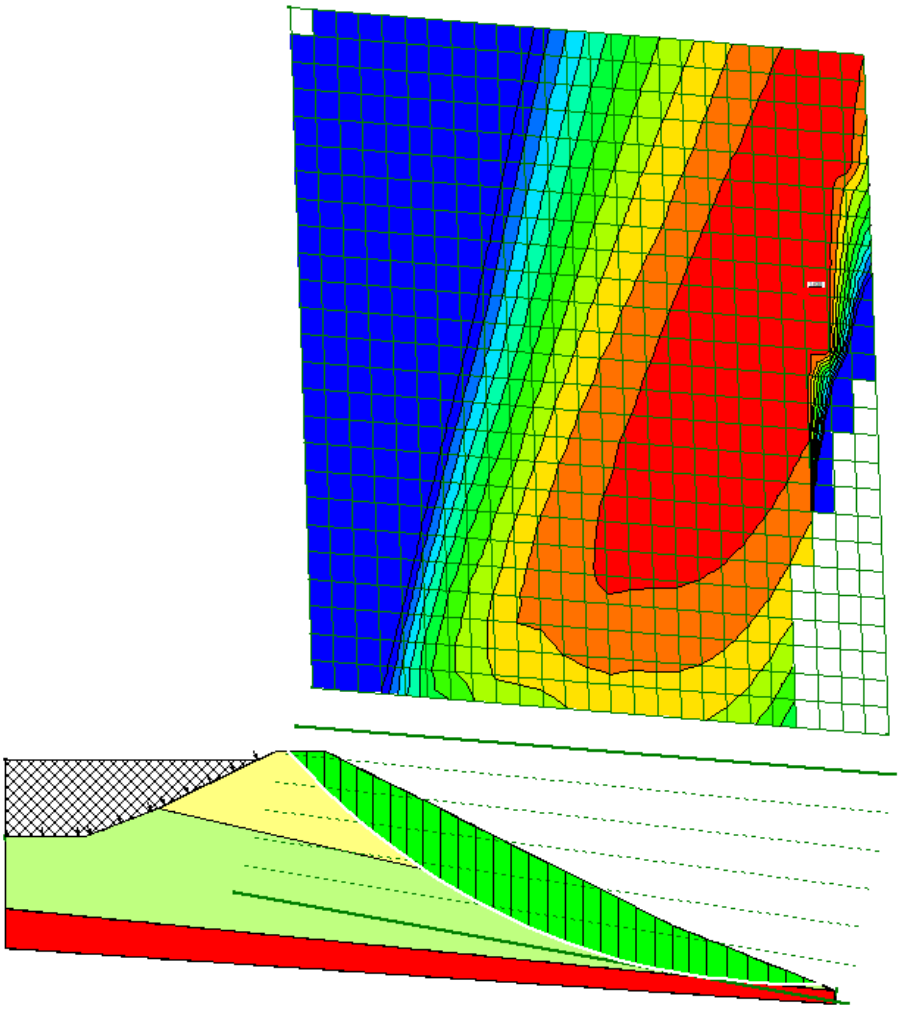
Como consecuencia de los resultados obtenidos se puede afirmar que tanto el talud interior de la balsa, 2,25 H/1V, como el talud exterior en terraplén 2,00H/1V y desmonte, 1,50 H/1V, serán estable.

A continuación, se incluyen las salidas del programa SLOPE, para las distintas secciones analizadas:

Como consecuencia de los resultados obtenidos se puede afirmar que todos taludes analizados a ejecutar en la balsa y obras anexas son estables. A continuación, se incluyen las salidas del programa SLOPE, para las distintas secciones analizadas:

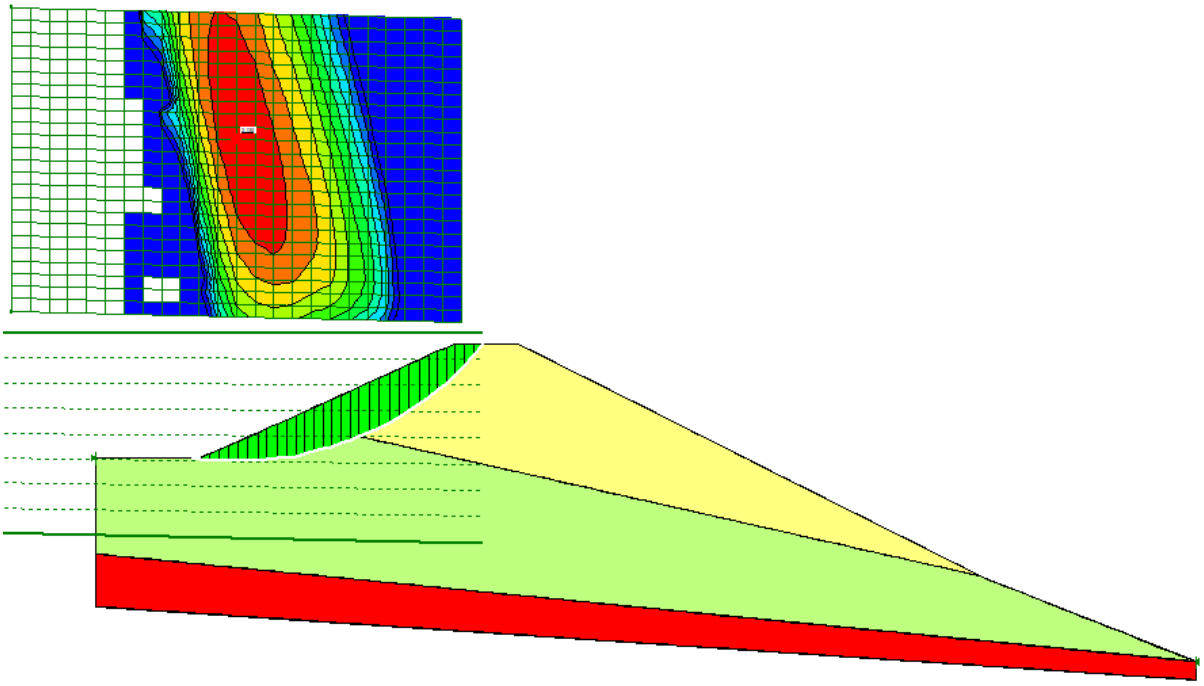
SITUACIÓN NORMAL TALUD SECO

EMBALSE LLENO



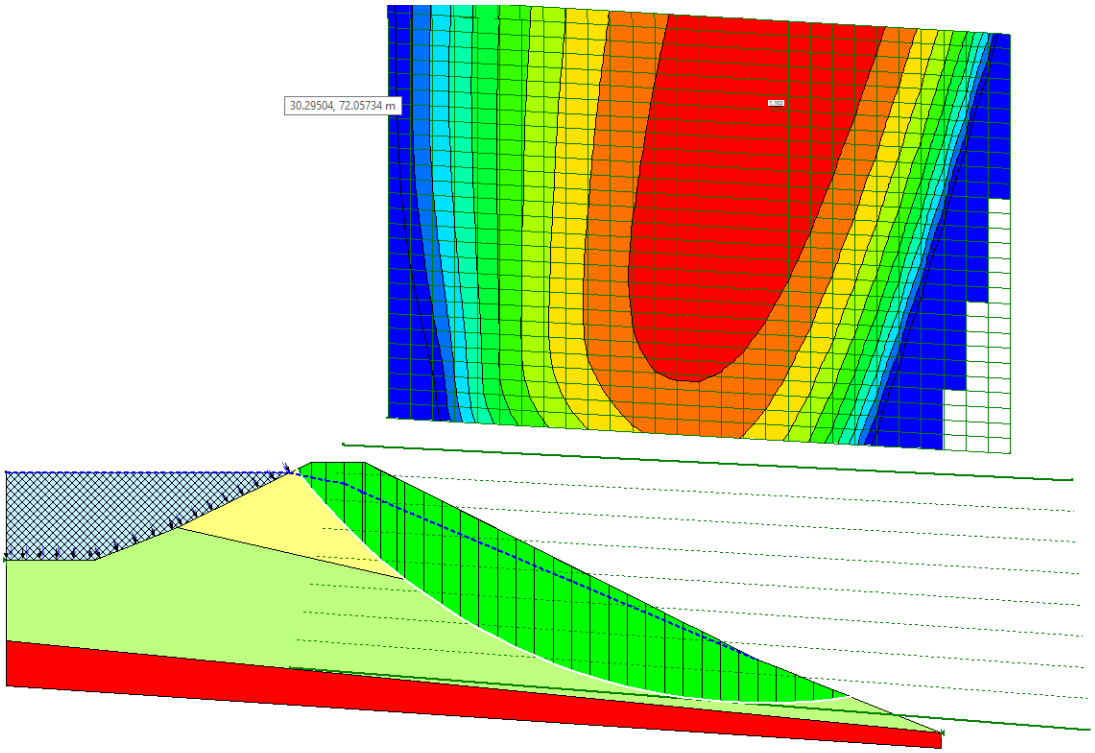
SITUACIÓN NORMAL TALUD SECO

DESEMBALSE RÁPIDO



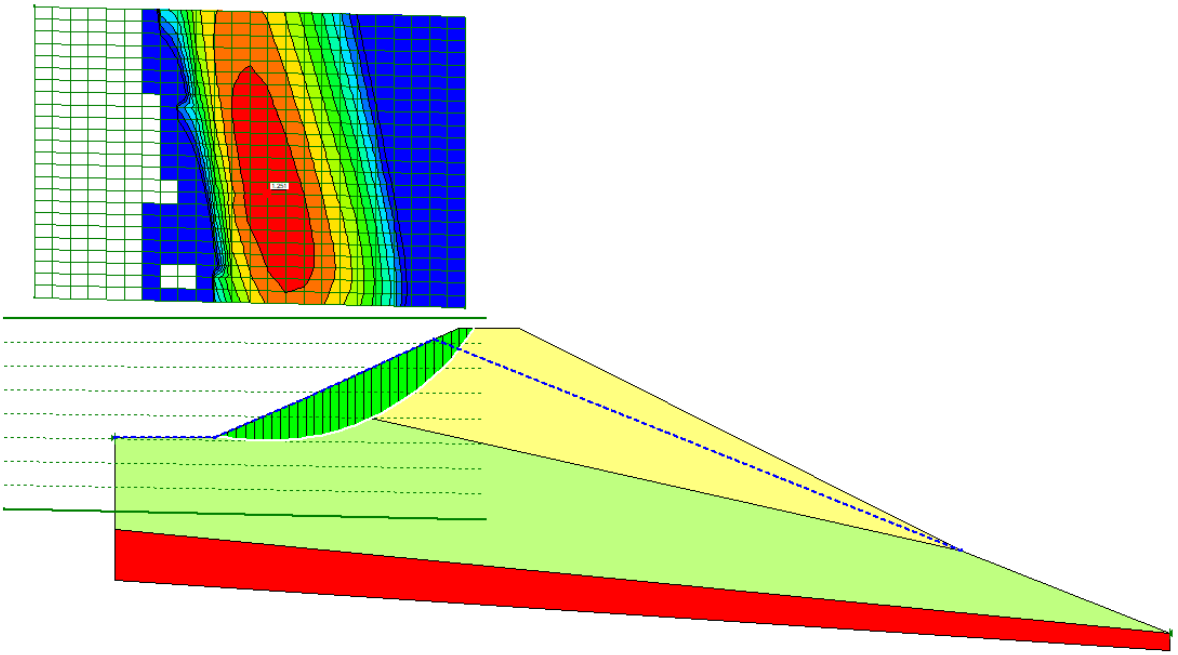
SITUACIÓN EXTRAORDINARIA.TALUD SATURADO

EMBALSE LLENO

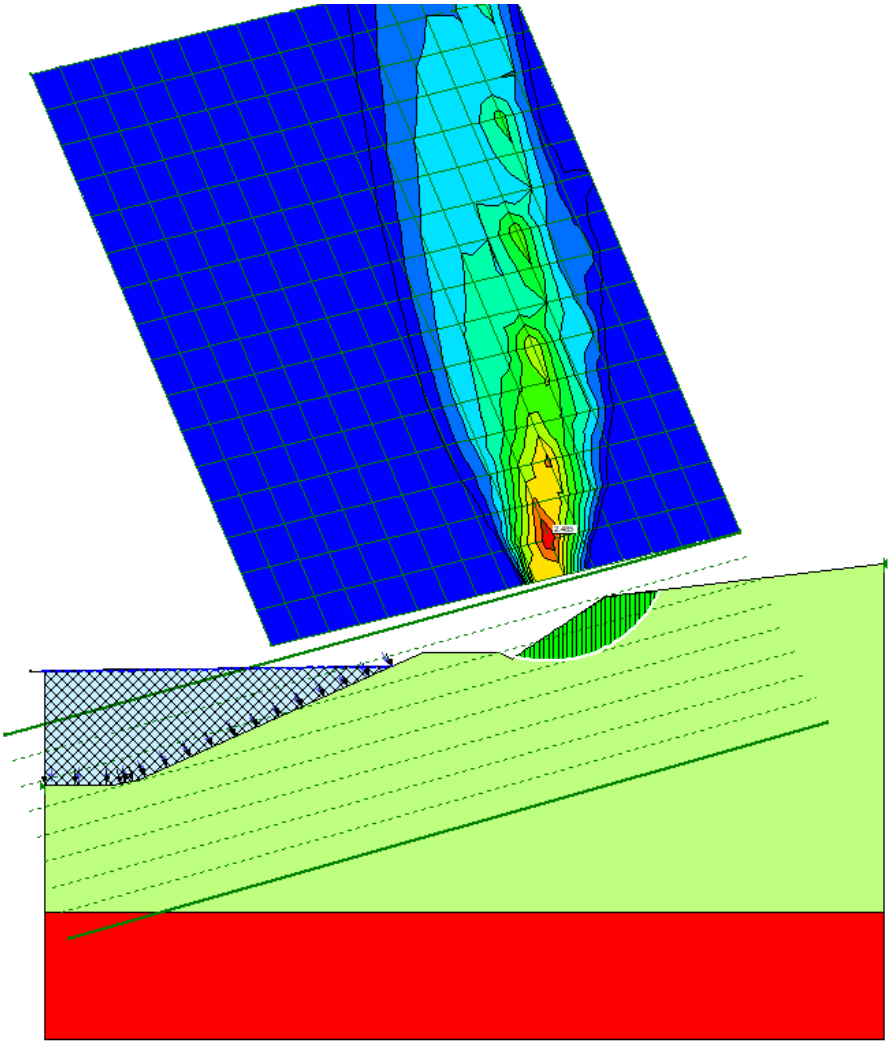


SITUACIÓN EXTRAORDINARIA.TALUD SATURADO

DESEMBALSE RÁPIDO



DESMONTE



6 Comprobación de la estabilidad de los diferentes taludes que conforman la Balsa 3.

Se ha realizado un levantamiento topográfico de la fututa ubicación de la balsa. Se ha realizado un diseño de la misma donde la cota de coronación del dique se encuentra a la 859,70 m.s.n.m., el N.M.N. a la 858,70 m.s.n.m. y el fondo a la 853,70 m.s.n.m. Los terraplenes tienen forma trapecial, con un camino de coronación, a la cota 859,70 m.s.n.m., de 308,54 m de longitud y anchura de 6 m. El talud interior de la balsa es de 2,25 H/1V y el exterior, en terraplén, es de 2 H/1V.

La altura máxima del terraplén, respecto al fondo de la balsa, es de 6 m, con una altura de lámina de agua a N.M.N. de 5 m, quedando por tanto un resguardo de 1 m bajo la coronación. La máxima altura de terraplén, en el talud de aguas abajo de la balsa, es de 20,55 m, ya que la mínima cota del pie del dique es la 839,15 m.s.n.m.

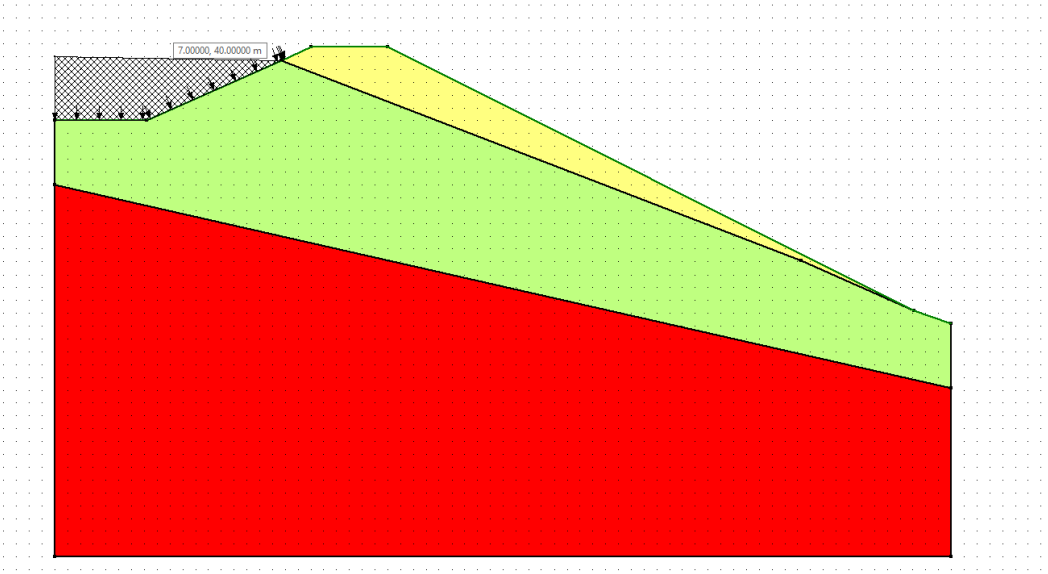
En la zona de desmonte de la balsa, los taludes van a tener una pendiente 1,50 H/1V, teniendo una altura máxima de 14,87 m, siendo la cota más alta de desmonte la 874,57 m.s.n.m.

Se va a estudiar la estabilidad de todos los taludes existentes en la obra para las secciones más desfavorables, tanto en terraplén como en desmonte.

Para los taludes que componen la balsa y la explanación, las secciones estudiadas son:

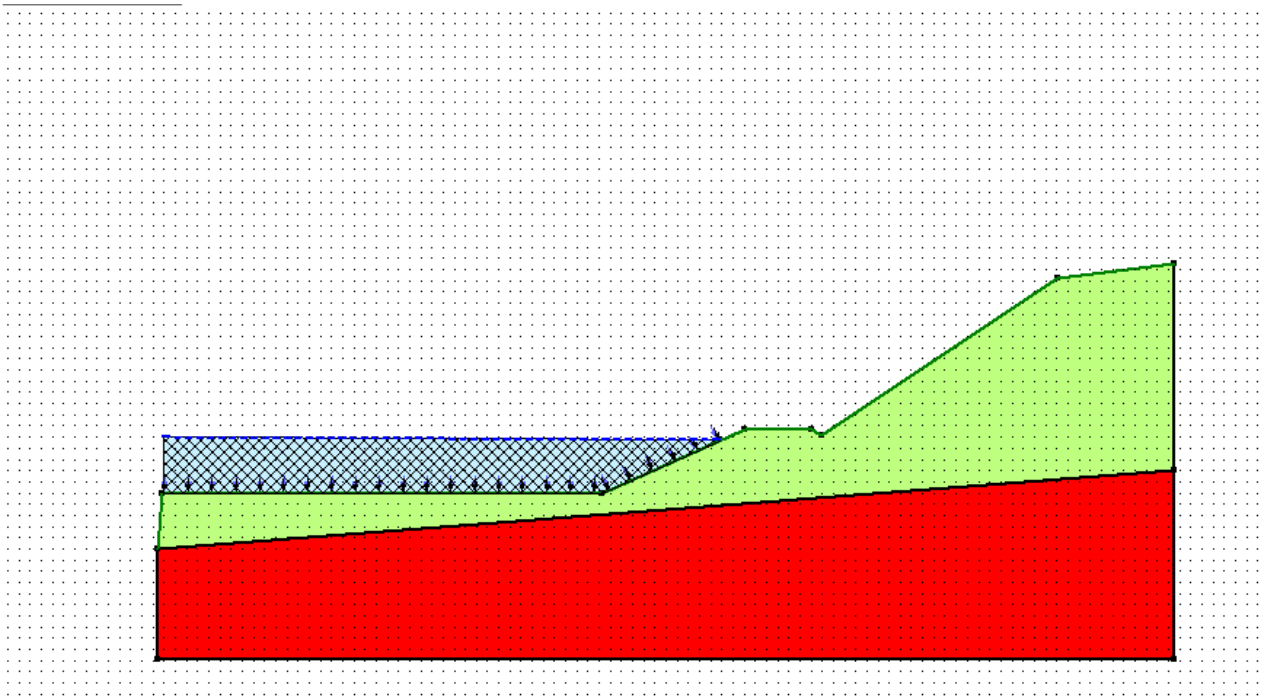
SECCIÓN 1. TERRAPLÉN BALSA:

H dique= 20,55 m, talud exterior 2H/1V, Talud interior 2,25 H/1V, no hay nivel freático



SECCIÓN 2. DESMONTE BALSA

H desmonte= 14,87 m, Talud exterior 1,50H/1V, Talud interior 2,25H/1V



6.1 Datos. Materiales del dique y cimiento. Sismicidad.

6.1.1 Materiales del dique y cimiento

Teniendo en cuenta el informe "Estudio geotécnico del emplazamiento la Balsa01 en el Término municipal de Barrado" realizado por la empresa Ensaproc-Ensaproex. (Mayo de 2023), los materiales que conformarán los diques de la balsa estarán compuestos por una mezcla de rocas graníticas y migmatíticas.

De cara a determinar de manera efectiva los parámetros resistentes de los materiales que conformarán la balsa y la cimentación, se han realizado una serie interpretaciones y ensayos que se muestran en los estudios indicados anteriormente.

De cara a determinar de manera efectiva los parámetros resistentes de los materiales que forman la balsa y la cimentación, se han realizado una serie de ensayos, pero no se han podido ejecutar triaxiales, debido a la gran dificultad que existe para tomar muestras en este tipo de materiales. Según la guía técnica para el proyecto construcción, explotación, mantenimiento, vigilancia y planes de emergencia con vistas a la seguridad de la Generalitat Valenciana, los ensayos triaxiales son más fiables y los límites de Atterberg tienen especial interés para el proceso constructivo.

Los parámetros de ángulo de rozamiento y cohesión adoptados se han extraído del Anexo nº1. Tabla de propiedades mecánicas de los suelos compactados del Bureu Reclamation de la Guía anteriormente mencionada.

- Material "todo-uno" del dique (nivel 0: relleno del dique, material SM-MG)

  Angulo de rozamiento interno: 33,82º

  Densidad: 18,1/m^3

  Cohesión: 0,204 Kg/cm^2

- Cimiento:

  Angulo de rozamiento interno: 34º

  Densidad: 18,1KN/m^3

Cohesión: 0,204 Kg/cm^2

Para el comportamiento de todos los materiales se ha supuesto el modelo de Mohr-Coulomb.

En el momento en el que se vaya a ejecutar la balsa, se deberán verificar, con los ensayos que sean necesarios, que las características de los materiales que conformarán los terraplenes de la balsa son similares a los utilizados en la elaboración de este anejo de estabilidad de taludes. En el caso de que estas características difieran de los valores utilizados, se deberá realizar un recalculo de la estabilidad como comprobación de que los taludes de la balsa siguen siendo estables. Si éstos no fueran estables, se deberá estudiar la pendiente de unos nuevos taludes hasta los diques sean estables.

Este análisis se realizará atendiendo a la normativa vigente en el momento de la construcción de la balsa.

6.1.2 Sismicidad

Es necesaria la consideración de las acciones sísmicas en el cálculo de la estabilidad de taludes de la balsa ya que la aceleración sísmica básica a_b, del emplazamiento en el término municipal de Barrado, es de 0,04 g.

Aplicando las prescripciones contenidas en la Norma Sismorresistente NCSR-02, Parte General y Edificación, la aceleración sísmica de cálculo, a_c se define como el producto:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$$

donde

- a_b: Aceleración sísmica básica definida en función de la localización geográfica.
- ρ: Coeficiente adimensional de riesgo, función de la probabilidad aceptable de que se exceda a_c en el período de vida para el que se proyecta la construcción.

  En el caso de la balsa, por tratarse de una construcción de importancia especial ρ= 1,3

- S: Coeficiente de amplificación del terreno. Toma el valor:

$$\text{Para } \rho . a_b \leq 0{,}1 \text{ g} \qquad S = \frac{C}{1{,}25}$$

$$\text{Para } 0{,}1\text{g} < \rho . a_b < 0{,}4 \text{ g} \qquad S = \frac{C}{1{,}25} + 3{,}33 \left(\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0{,}1\right)\left(1 - \frac{C}{1{,}25}\right)$$

$$\text{Para } 0{,}4 \text{ g} \leq \rho . a_b \qquad S = 1{,}0$$

siendo:

  - C: Coeficiente de terreno. Depende de las características geotécnicas del terreno de cimentación que se detalla en el siguiente cuadro.

TIPO DE TERRENO	COEFICIENTE C
I	1,0
II	1,3
III	1,6
IV	2,0

Clasificándose los terrenos en los siguientes tipos:

Terreno tipo I: Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, vs > 750 m/s.

Terreno tipo II: Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, 750 m/s ⩾vs > 400 m/s.

Terreno tipo III: Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, 400 m/s ⩾vs > 200 m/s.

Terreno tipo IV: Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, vs ⩽200 m/s.

Se considera un terreno tipo II, por lo que C = 1,30.

Por tanto, para el caso que se presenta el valor de S = 1,04.

Obteniéndose una aceleración símica de cálculo de

$$a_c = 0{,}054 \text{ g}$$

El coeficiente sísmico horizontal que se tomará en el cálculo es de:

$$K_h = a_c/g = 0{,}054$$

El coeficiente sísmico vertical que se tomará en el cálculo es de:

$$K_v = K_h/2 = 0{,}027$$

6.2 Definición geométrica

Para la introducción de la sección del dique en el modelo SLOPE/W es necesario definir una serie de puntos que delimiten los distintos materiales en sus respectivos recintos.

6.3 Hipótesis de cálculo

Como ya se ha indicado con anterioridad, el análisis de la seguridad se realiza bajo la hipótesis de talud seco ya que será la situación en la que se encuentra la balsa en condiciones normales, dado que el dique de la balsa está impermeabilizado en su talud aguas arriba, estando mojado únicamente en el caso de una eventual rotura de la lámina de impermeabilización. Atendiendo al estudio de la Universidad Politécnica de Valencia (UPV) anteriormente mencionado, la experiencia indica que estas roturas, en caso de producirse, no tendrán suficiente entidad como para saturar los taludes. En cualquier caso, se realiza también una comprobación de los coeficientes de seguridad obtenidos en la hipótesis de rotura de lámina con talud saturado, comprobando que los valores obtenidos son superiores a la unidad.

A su vez, y al no existir normativa de balsas, y no ser posible la aplicación del *Real Decreto 264/2021, de 13 de abril, por el que se aprueban las normas técnicas de seguridad para las presas y sus embalses*, ya que éste aplicable solo a presas, se han estudiado las siguientes hipótesis:

C) Embalse lleno: En esta hipótesis se calcula la estabilidad del talud aguas abajo de la balsa. La estabilidad de dicho talud ha sido calculada mediante una red de posibles círculos de deslizamiento por el método de Bishop

D) Desembalse rápido: Esta hipótesis considera el embalse vacío, calculándose la estabilidad del talud de aguas arriba. La estabilidad de dicho talud ha sido calculada mediante una red de posibles círculos de deslizamiento por el método de Bishop

Los coeficientes de seguridad mínimos considerados para la estabilidad de la balsa, en zona sísmica, para las hipótesis de talud seco y desembalse rápido, en situación normal y extraordinaria, son:

SITUACIÓN NORMAL. TALUD SECO Y SISMO:

A) Embalse lleno a N.M.N.: coeficiente de seguridad **1,40** considerando presión hidrostática al máximo nivel normal y sismo.

B) Desembalse rápido: coeficiente de seguridad **1,30** con presiones intersticiales al máximo nivel normal y sismo.

SITUACIÓN EXTRAORINARIA. TALUD SATURADO Y SISMO:

A) Embalse lleno a N.M.N.: coeficiente de seguridad **1,00** considerando presión hidrostática al máximo nivel normal y sismo.

B) Desembalse rápido: coeficiente de seguridad **1,00** con presiones intersticiales al máximo nivel normal y sismo.

El coeficiente de seguridad mínimo considerado, para la estabilidad de la zona de desmonte tanto de la balsa como de la explanación, en zona sísmica, es:

A) Desmonte: coeficiente de seguridad **1,00** considerando sismo.

6.4 Resultados y conclusiones

Los resultados obtenidos para los cálculos de estabilidad del dique son los siguientes:

SECCIÓN 1. DIQUE:

H dique= 20,55 m, Talud exterior: 2H/1V, Talud interior: 2,25 H/1V,

SITUACIÓN NORMAL. TALUD SECO

A) Embalse lleno:

- Coeficiente de seguridad mínimo: 1,895

B) Desembalse rápido:

- Coeficiente de seguridad mínimo: 3,293

SITUACIÓN EXTRAORDINARIA. TALUD SATURADO

A) Embalse lleno:

- Coeficiente de seguridad mínimo: 1,412

B) Desembalse rápido:

- Coeficiente de seguridad mínimo: 2,314

SECCIÓN 2. DESMONTE BALSA:

SITUACIÓN NORMAL. TALUD SECO
A) Embalse lleno:
- Coeficiente de seguridad mínimo: 1,56

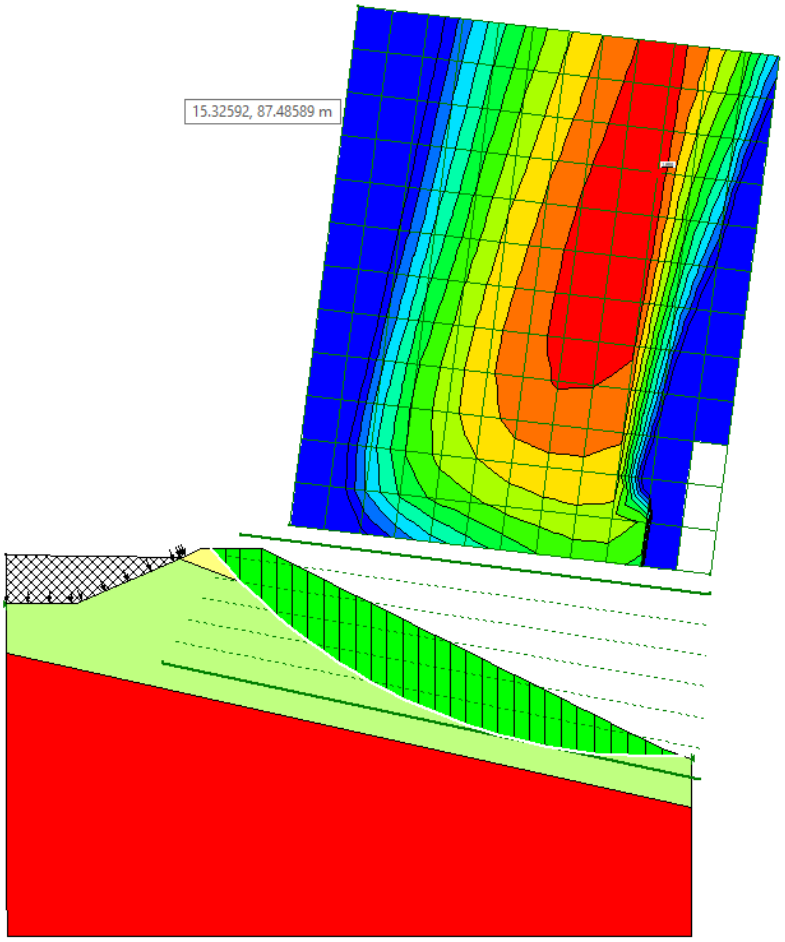
Como consecuencia de los resultados obtenidos se puede afirmar que tanto el talud interior de la balsa, 2,25 H/1V, como el talud exterior en terraplén 2,00H/1V y desmonte, 1,50 H/1V, serán estable.

A continuación, se incluyen las salidas del programa SLOPE, para las distintas secciones analizadas:

Como consecuencia de los resultados obtenidos se puede afirmar que todos taludes analizados a ejecutar en la balsa y obras anexas son estables. A continuación, se incluyen las salidas del programa SLOPE, para las distintas secciones analizadas:

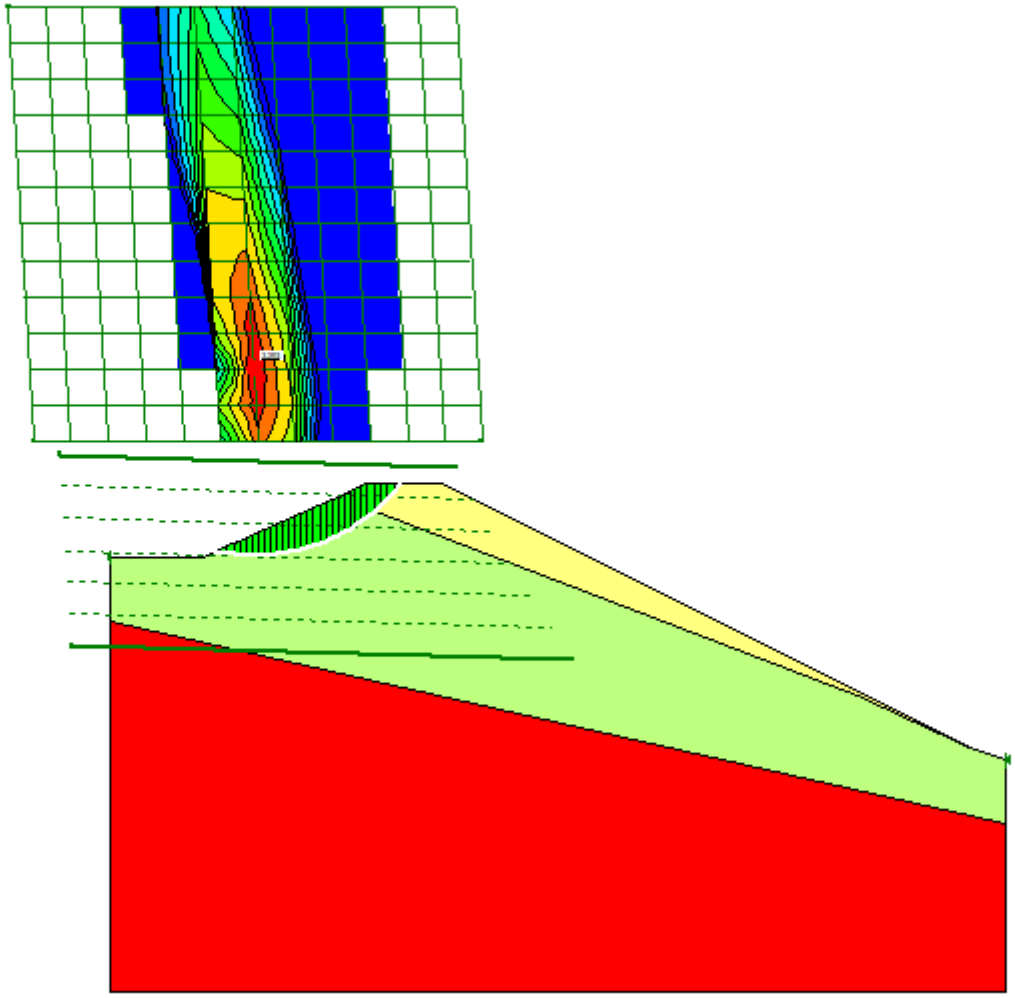
SITUACIÓN NORMAL TALUD SECO

EMBALSE LLENO



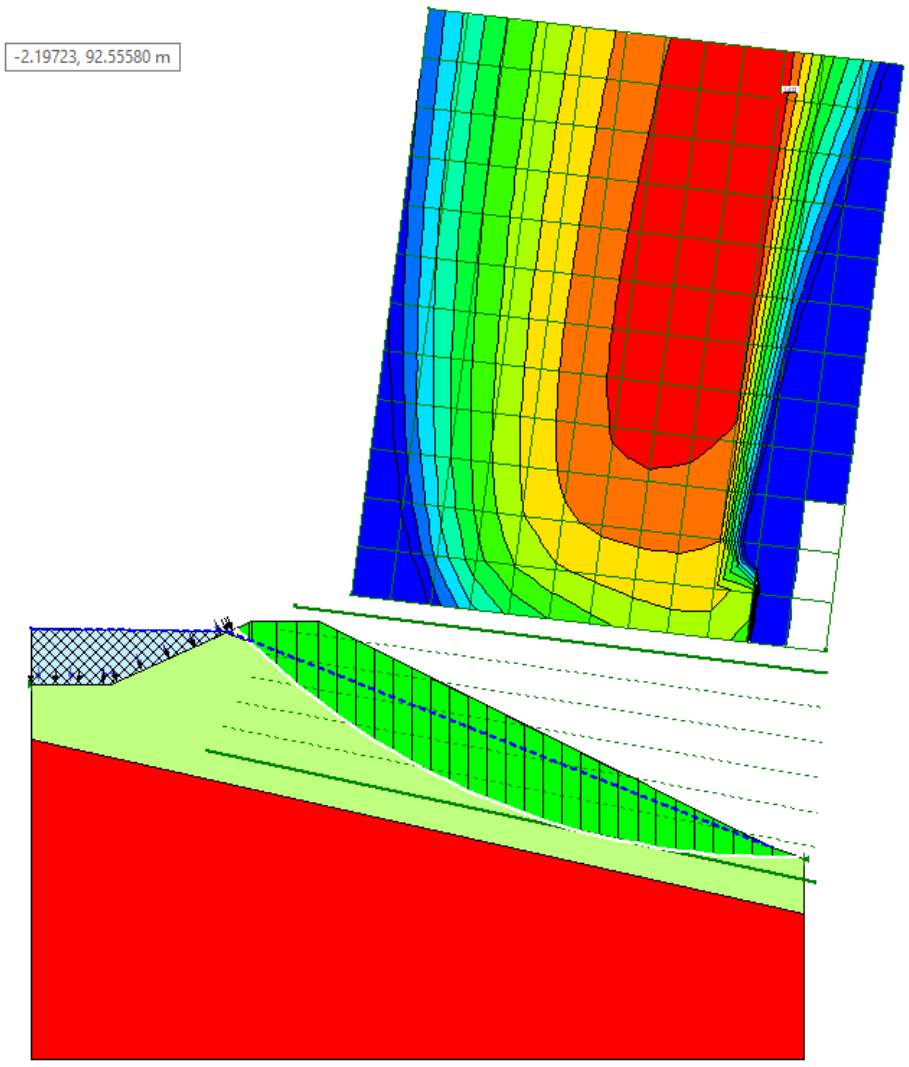
SITUACIÓN NORMAL TALUD SECO

DESEMBALSE RÁPIDO



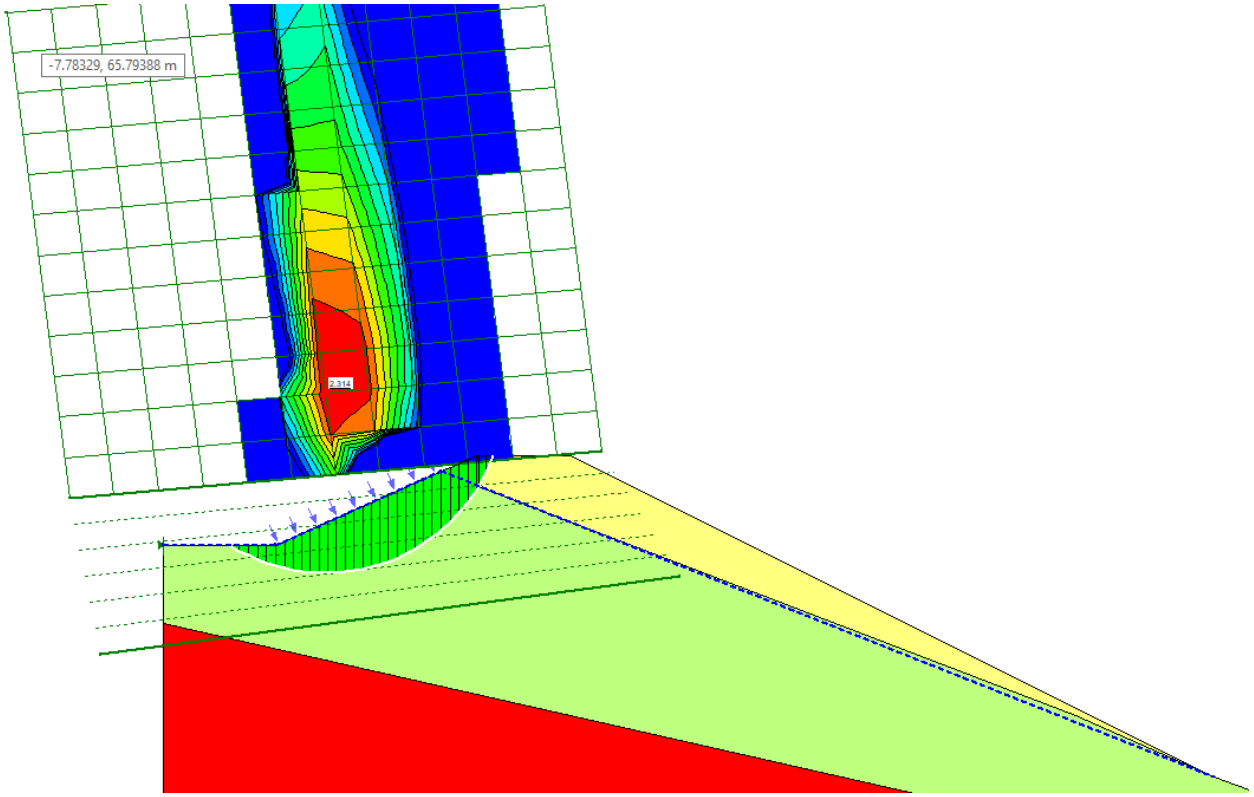
SITUACIÓN EXTRAORDINARIA.TALUD SATURADO

EMBALSE LLENO

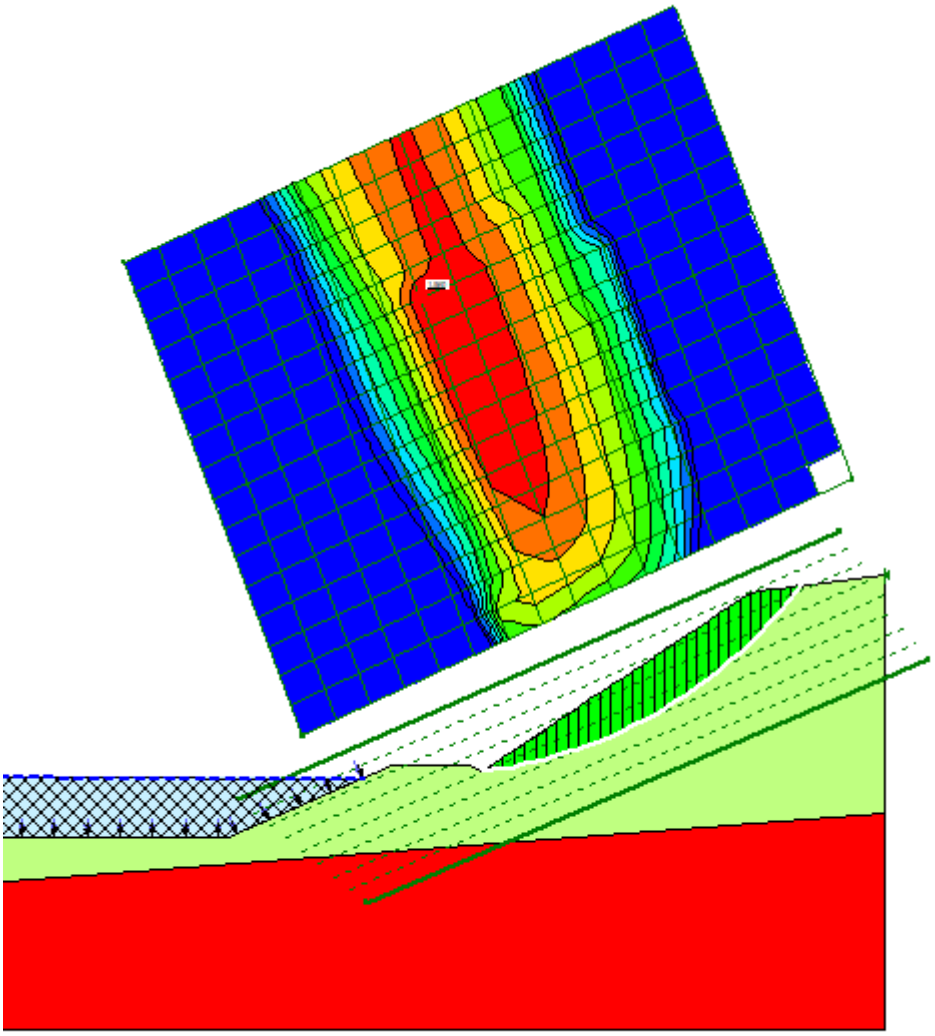


SITUACIÓN EXTRAORDINARIA.TALUD SATURADO

DESEMBALSE RÁPIDO



DESMONTE



APÉNDICE 5. PROPUESTA DE CLASIFICACIÓN DE LA BALSA 1

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

JUNTA DE EXTREMADURA

GOBIERNO DE ESPAÑA MINISTERIO DE AGRICULTURA, PESCA Y ALIMENTACIÓN

UNIÓN EUROPEA
Fondo Europeo Agrícola de Desarrollo Rural

Financiado por la Unión Europea
NextGenerationEU

seiasa

OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE

Índice

1 PROPUESTA DE CLASIFICACIÓN 4
2 CARACTERÍSTICAS DE LA BALSA 5
3 UBICACIÓN DE LA BALSA SOBRE PLANO TOPOGRAFÍCO 1:25.000 10
4 CARACTERISTICAS DEL CAUCE AGUAS ABAJO 11
ELEMENTOS Y ZONAS SENSIBLES: 11
PLANO DE SITUACIÓN Y TOPOGRAFÍA UTILIZADA 11
TIPOLOGÍA DE LA ZONA 11
5 METODOLOGÍA APLICADA Y DATOS BÁSICOS 13
6 RESULTADOS DEL ANÁLISIS 16
6.1 Resumen de resultados 16
6.2 Afecciones 19
7 CONCLUSIONES 26

ANEXOS:

Anexo nº 1. Representación en planta sobre ortofoto de perfiles transversales y del área potencialmente inundable.

Anexo nº 2. Representación en planta sobre cartografía 1:25.000 de perfiles transversales y del área potencialmente inundable.

Anexo nº 3. Representación gráfica de perfiles transversales y lámina de agua.

Anexo nº 4. Descripción de las posibles afecciones en casa de rotura, para clasificación de la balsa 1 en el TT.MM. de Barrado.

Anexo nº 5. Hidrogramas de avenida correspondientes a los perfiles y las afecciones.

Anexo nº 6. Envolventes de máximos calados.

Anexo nº 7. Envolventes de máximas velocidades.

Anexo nº 8. Planos descriptivos de las características de la balsa.

1 PROPUESTA DE CLASIFICACIÓN

ASUNTO: Propuesta de clasificación de la Balsa 1 en el término municipal de Barrado (Cáceres).

De conformidad con lo prescrito en el apartado 3.5.1.3. de la DIRECTRIZ BÁSICA DE PLANIFICACIÓN DE PROTECCIÓN CIVIL aprobada por el Consejo de Ministros en su reunión de 9 de diciembre de 1994, se propone la clasificación respecto al riesgo potencial que pueda derivarse de la posible rotura de la Balsa Barrado en el término municipal de Barrado (Cáceres) en la CATEGORIA "A".

Se acompaña la información que sustenta esta propuesta, de acuerdo con lo señalado en la Guía Técnica para la Clasificación de Presas en función de su Riesgo Potencial, editada por esa Ministerio de Medio Ambiente en diciembre de 1996.

El Titular de la balsa,

Javier Díaz Breña
El presidente de la Comunidad de Regantes de Barrado

2 CARACTERÍSTICAS DE LA BALSA

a) Identificación y Titular

- Denominación: Balsa 1 en el término municipal de Barrado (Cáceres)
- Finalidad: Regadío
- Titular de la balsa: Comunidad de Regantes de Barrado

b) Situación

- Cuenca hidrográfica: Tajo
- Provincia: Cáceres
- Comunidad autónoma: Extremadura
- Situación:

Coordenadas UTM (ETRS89): x: 255561 y: 4440739 Huso 30

c) Características hidrológicas

Para la determinación de la precipitación máxima en 24 horas se ha recurrido a la publicación "Máximas lluvias diarias en la España Peninsular" de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento.

- Superficie de la balsa a cota de coronación: 14.242,49 m^2
- Precipitación máxima en 24h avenida proyecto (T=1000 años): 257,38 mm
- Caudal avenida de proyecto provocada por la precipitación sobre la balsa (T=1000 años): 0,39 m^3/s
- Precipitación máxima en 24h avenida extrema (T=5000 años): 304,42 mm
- Caudal avenida extrema provocada por la precipitación sobre la balsa (T=5000 años): 0,46 m^3/s

d) Características del embalse

- Cotas de fondo: Variable (968,00- 966,80) m.s.n.m.
- Cotas de nivel máximo normal (N.M.N.): 976,90 m.s.n.m.
- Superficie lámina de agua a N.M.N.: 13.146,86 m^2
- Volumen del embalse a N.M.N. (cota vertedero): 85.116,93 m^3
- Superficie lámina de agua a coronación: 14.242,49 m^2
- Volumen del embalse a coronación: 100.135,83 m^3

- Volumen muerto: 389,90 m^3

e) Características del dique y órganos de desagüe

- Tipología: Materiales sueltos
- Cota coronación: 978,00 m.s.n.m.
- Longitud del camino de coronación: 469,31 m
- Anchura del camino de coronación: 6,00 m
- Altura dique: 22,1 m
- Talud interior (terraplén): 2,25H/1V
- Talud exterior (desmonte): 1,50H/1V
- Talud exterior (terraplén): 2,00H/1V
- Cota mínima dique exterior: 955,90 m.s.n.m.

f) Características de la obra de entrada/llenado

- Tipología: Arqueta de laminación/ Marco prefabricado
- Diámetro tubería entrada hasta arqueta de laminación: 140 mm
- Cota de vertedero: 976,90 m.s.n.m.

g) Características de los órganos de desagüe

Aliviadero

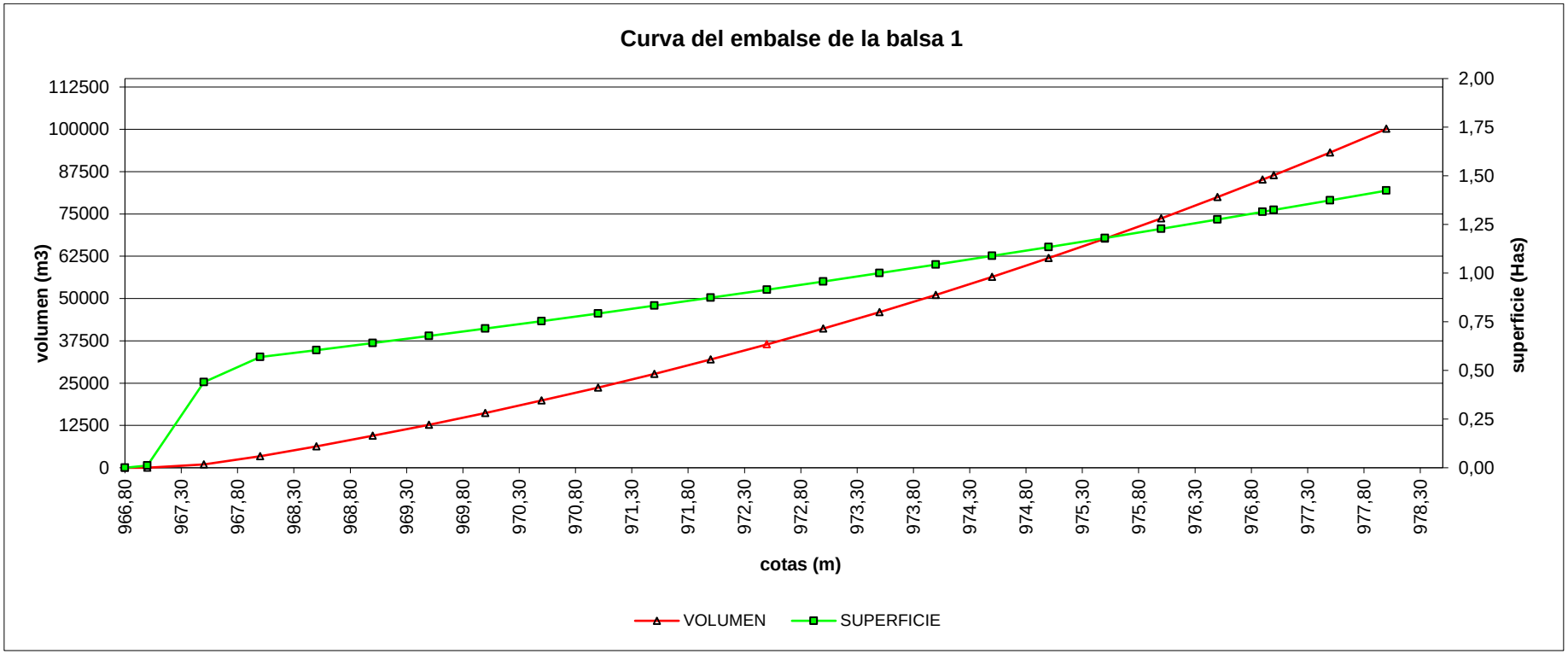
- Tipología: Marco prefabricado y arqueta de rotura
- Cota de vertedero: 976,90 m.s.n.m.
- Caudal de cálculo del aliviadero: 0,40 m^3/s
- Volumen del embalse a cota del vertedero: 85.116,93 m^3

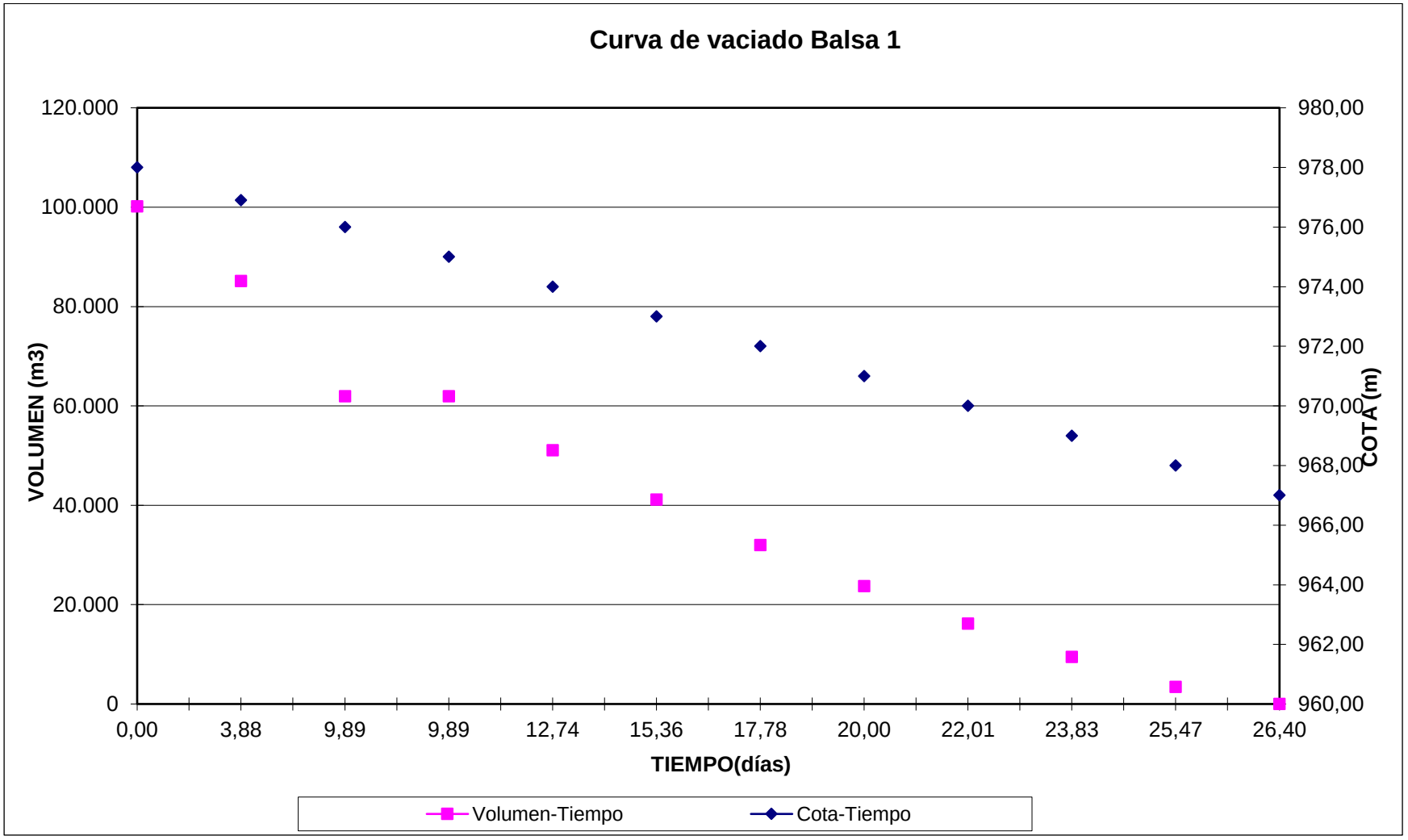
Desagüe de fondo

- Tipología: Arqueta interior con desagüe mediante tubería
- Cota de arqueta: 967,20 m.s.n.m.
- Diámetro de la tubería: 400 mm
- Caudal máximo desagüe de fondo: 1,08 m^3/s

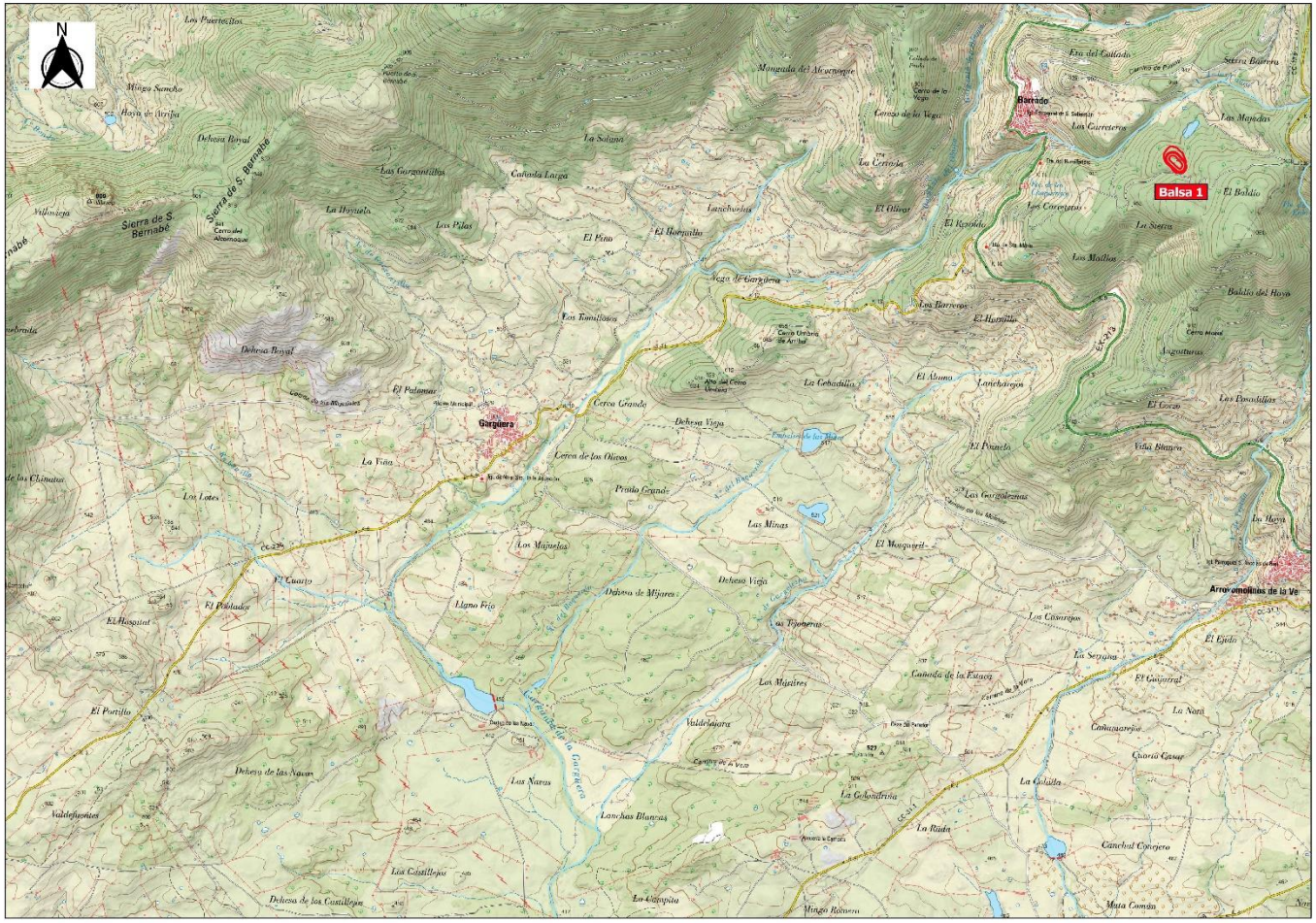
- Elementos de regulación:
    - Dos válvulas de compuerta motorizadas Ø400 mm acompañadas de ventosas trifuncionales ubicadas en la arqueta de válvulas situada al pie del talud exterior.
    - Tres válvulas de compuerta motorizadas Ø300 mm acompañadas de ventosas trifuncionales ubicadas en la arqueta de válvulas situada al pie del talud exterior.
    - Una válvula de compuerta motorizada Ø140 mm acompañadas de ventosas trifuncionales ubicadas en la arqueta de válvulas situada al pie del talud exterior.

La curva de embalse y la curva de vaciado de la balsa se muestran en las siguientes páginas.


Curva del embalse de la balsa 1
volumen (m3)
superficie (Has)
cotas (m)
112500
100000
87500
75000
62500
50000
37500
25000
12500
0
2,00
1,75
1,50
1,25
1,00
0,75
0,50
0,25
0,00
966,80
967,30
967,80
968,30
968,80
969,30
969,80
970,30
970,80
971,30
971,80
972,30
972,80
973,30
973,80
974,30
974,80
975,30
975,80
976,30
976,80
977,30
977,80
978,30
VOLUMEN
SUPERFICIE


Curva de vaciado Balsa 1
VOLUMEN (m3)
120.000
100.000
80.000
60.000
40.000
20.000
0
COTA (m)
980,00
978,00
976,00
974,00
972,00
970,00
968,00
966,00
964,00
962,00
960,00
0,00
3,88
9,89
9,89
12,74
15,36
17,78
20,00
22,01
23,83
25,47
26,40
TIEMPO(días)
Volumen-Tiempo
Cota-Tiempo

3 UBICACIÓN DE LA BALSA SOBRE PLANO TOPOGRAFÍCO 1:25.000



4 CARACTERISTICAS DEL CAUCE AGUAS ABAJO

ELEMENTOS Y ZONAS SENSIBLES:

- Edificaciones (Viviendas, Casa de aperos y Piscina Municipal)
- Carretera EX-213 (Segundo orden)
- Carretera CC-18.1 (Tercer orden)
- Caminos
- ZEC "Sierra de Gredos y Valle del Jerte"
- ZEC "Río Tiétar"
- ZEPA "Río y pinares del Tiétar"

PLANO DE SITUACIÓN Y TOPOGRAFÍA UTILIZADA

Plano de situación a escala 1:25.000, del Instituto Geográfico Nacional (IGN) / Centro Nacional de Información Geográfica (CNIG) (Mº Fomento).

Se realiza la descarga de la web http://www.ign.es/web/ign/portal del Modelo Digital del Terreno – MDT02 y en particular el fichero MDT02-ETRS89-HU30-0598-2-COB2.asc. y MDT02-ETRS89-HU30-0598-4-COB2.asc. Consiste en un modelo digital del terreno 1º Cobertura con paso de malla de 2 m que se ha obtenido por interpolación a partir de la clase terrenos de vuelos LIDAR de la primera cobertura del Plan Nacional de Ortofotografía Aérea (PNOA), obtenidas por esteocorrelación automática de vuelos fotogramétricos PNOA con resolución de 25 a 50 cm/pixel, revisada e interpolada con líneas de ruptura donde fuera viable.

La topografía utilizada en la elaboración del estudio procede del vuelo Lidar realizado por el Instituto Geográfico Nacional (IGN) / Centro Nacional de Información Geográfica (CNIG) (Mº Fomento) en el año 2016. Son ficheros digitales con información altimétrica de una nube de puntos LiDAR, distribuidos en ficheros de 2x2 km de extensión. Las nubes de puntos han sido capturadas mediante vuelos con sensor LiDAR con una densidad de 1 punto/m2, que implica un espaciamiento entre puntos ≤ 1,00 m. El formato de archivo descargado es LAS, que es un formato público para el intercambio de datos procedentes de nubes de puntos tridimensionales entre los usuarios de datos. Aunque fue desarrollado principalmente para el intercambio de datos de nubes de puntos LIDAR, permite el intercambio de cualquier conjunto de elementos con coordenadas en 3 dimensiones x, y, z.

TIPOLOGÍA DE LA ZONA

Se localiza en el norte de la provincia de Cáceres, comunidad autónoma de Extremadura, concretamente en la comarca del Valle del Jerte. Delimita con otras poblaciones como por ejemplo Navaconcejo, Piornal, Garganta la Olla, Arroyomolinos de la Vera, Tejeda de Tiétar, Gargüera, Plasencia y Casas del Castañar Cabrero. El municipio de Barrado tiene una extensión de 21,29 km^2 con una población de 353 habitantes.

El territorio de la zona se trata de un medio en el que han predominado los aprovechamientos ganaderos y forestales de baja intensidad, con pequeñas manchas de zonas dedicadas a la agricultura. El fondo del valle del río Jerte y sus laderas están ocupados por prados y parcelas agrícolas, que aparecen en las laderas sobre terrazas con muros de piedra. Estos cultivos constituyen el límite norte

de este espacio natural. Los aprovechamientos agrícolas tradicionales de montaña constituyen elementos paisajísticos de gran valor, que alcanzan en esta comarca se cenit en Extremadura.

Los cultivos de cereza, con su espectacular floración, los prados, las construcciones agrícolas como chozos, terrazas, cercados de piedra o estrechos y sinuosos callejones que serpentean entre un mosaico diverso de elementos, adquieren gran belleza y singularidad.

5 METODOLOGÍA APLICADA Y DATOS BÁSICOS

A) Metodología general de análisis aplicada

Al no ser aplicable a balsas el "*Real Decreto 264/2021, de 13 de abril, por el que se aprueban las Normas Técnicas de seguridad para las presas y sus embalses"*, tampoco es aplicable la nueva Guía de Clasificación de Presas publicada en noviembre de 2021. Por lo tanto, para la elaboración de esta propuesta se va a utilizar la "*Guía Técnica para la clasificación de presas en función del riesgo potencial*" publicada en año 1997, que es la empleada ampliamente hasta el momento.

Para la elaboración de la propuesta de clasificación, se ha aplicado el modelo bidimensional de HEC-RAS desarrollado por el Hydrologic Engineering Center's (CEIWR-HEC), analizándose el supuesto de rotura de la balsa con el nivel del embalse a coronación, sin tener en cuenta la avenida. A este escenario se le ha denominado Escenario 2-Embalse a nivel de coronación.

De acuerdo con la metodología propuesta en la Guía Técnica para la clasificación de presas en función de su riesgo potencial, se analiza el escenario pésimo con el supuesto de rotura de la balsa con el nivel de embalse a coronación desaguando por el aliviadero el caudal correspondiente a la avenida de proyecto considerada (T 1.000 años) que se corresponde con la precipitación que cae sobre la superficie de la balsa más el caudal procedente de la obra de llenado de la balsa.

Para el caudal máximo que desagua el aliviadero, se ha tenido en cuenta que al interior de la balsa no podrá entrar el caudal procedente de la escorrentía ya que, rodeando la balsa, en la zona de desmonte, se ha construido una cuneta hormigonada excavada en el terreno que recogería el agua procedente de las lluvias.

Se ha considerado el volumen máximo de agua almacenada en la balsa a cota de coronación por la zona de mayor altura de terraplén.

Se han situado 26 perfiles en la zona de estudio.

El límite del estudio es hasta el final del arroyo Garganta del Obispo, debido a que afecta a más de 5 viviendas, y según la Guía Técnica de 1997 se pueden acotar estos límites cuando el elemento afectado conduciría a la categoría A.

Por otra parte, la afección "E-8 viviendas" se agrupó por tener afección leve, y se considera los valores máximos en esta zona.

B) Características básicas del análisis

- Dimensiones de la brecha:
    - Forma: Trapecial
    - Profundidad: Altura del dique
    - Ancho medio:

$$b(m) = 20\,[V(Hm^3)\,h(m)]^{0,25}$$

V = volumen del embalse en la hipótesis considerada

h = altura del dique

$$b = 20\,[0{,}010 \times 22{,}10]^{0,25} = 24{,}39 \text{ m}$$

- Tiempo de rotura:

$$T\,(\text{horas}) = \frac{4{,}8 \cdot V^{0,5}\left(Hm^3\right)}{h(m)}$$

V = volumen del embalse en la hipótesis considerada

h = altura del dique

$$T = \frac{4{,}8*(0{,}10)^{0,5}}{22{,}1} = 0{,}069\ horas = 4{,}12\ minutos$$

· Longitud de cauce analizada

En la rotura, se ha analizado una longitud de cauce de 8.669,00 m, correspondiente al recorrido que efectuaría la onda de avenida desde la Balsa de Barrado hasta su paso por el perfil 26. La llanura de inundación, se representa en planos a escala 1/8.500.

· Escala de trabajo y distancias

Sobre planos a escala 1/8.500, se han marcado 26 perfiles transversales que posteriormente se han marcado sobre ellos el nivel que alcanzaría el agua en caso de una hipotética rotura de la balsa. En los anexos que se adjuntan al final de este documento se incluyen, las distancias entre perfiles transversales, parciales y al origen, así como los listados de las características geométricas correspondientes a cada uno de ellos, en cada una de las roturas estudiadas.

· Características hidráulicas del cauce

Los coeficientes de rugosidad del cauce y de la llanura inundable se han obtenido de forma empírica en base a los valores proporcionados por Ven Te Chow en su obra "Hidráulica de Canales abiertos" y a la inspección visual del tramo. Los valores adoptados han sido los siguientes:

- Combinación de cultivos ..... n=0.048
- Combinación de cultivos con vegetación ..... n= 0.048
- Cultivo herbáceo ..... n= 0.040

- Olivar ..... n= 0.060
- Pastizal o herbazal ..... n= 0.035
- Casco ..... n= 0.100
- Combinación de cultivos leñosos ..... n= 0.060
- Frutal no cítrico ..... n= 0.060
- Combinación de vegetación ..... n= 0.048
- Servicio dotacional ..... n= 0.020
- Bosque de frondosas ..... n= 0.070
- Roquedos ..... n= 0.030
- Matorral ..... n= 0.060
- Embalse ..... n= 0.025
- Red viaria ..... n= 0.020
- Río ..... n= 0.025

6 RESULTADOS DEL ANÁLISIS

6.1 Resumen de resultados

ESCENARIO 2. EMBALSE A NIVEL DE CORONACIÓN

Sección	Dist. Balsa (m.)	Caudal máximo (m3/sg.)	Cota cauce (m.)	Nivel máx. (m.)	Calado máx. (m.)	Velocidad máx. (m/sg.)
1	23.00	730.41	949.51	952.11	2.51	14.57
2	376.00	717.96	895.98	901.56	5.58	9.23
3	723.00	713.78	874.12	878.77	4.57	14.16
4	1054.00	712.38	818.01	822.85	4.81	13.59
5	1273.00	709.93	782.27	788.24	4.78	17.52
6	1610.00	707.12	684.28	689.48	5.17	17.45
7	1961.00	705.11	642.40	647.69	4.51	14.02
8	2305.50	663.99	620.81	626.03	4.79	7.61
9	2648.00	613.06	608.35	612.88	4.50	8.87
10	2994.00	571.94	594.53	598.68	4.03	8.43
11	3327.00	527.51	583.08	587.04	3.96	7.62
12	3673.00	484.78	571.38	575.25	3.83	10.10
13	4020.00	389.71	558.82	561.94	2.99	14.63
14	4380.00	369.67	542.89	546.53	3.61	8.21
15	4735.00	326.96	530.76	533.79	2.98	9.24
16	5056.00	286.74	522.07	525.08	2.95	6.70
17	5414.00	244.53	514.82	517.88	2.14	6.74
18	5764.00	206.68	508.38	511.07	2.49	5.61
19	6106.00	174.80	501.55	504.75	2.49	4.78
20	6455.00	145.66	495.76	498.32	2.19	4.73
21	6803.00	136.90	489.75	491.87	1.96	3.70
22	7147.00	129.46	483.51	485.49	1.88	4.62
23	7510.00	124.69	476.79	479.02	1.97	3.87
24	7857.00	117.02	471.11	473.42	2.07	5.18
25	8213.00	113.51	465.91	467.63	1.67	3.43
26	8669.00	108.71	456.85	458.84	1.57	4.18

6.2 Afecciones

Figura 1

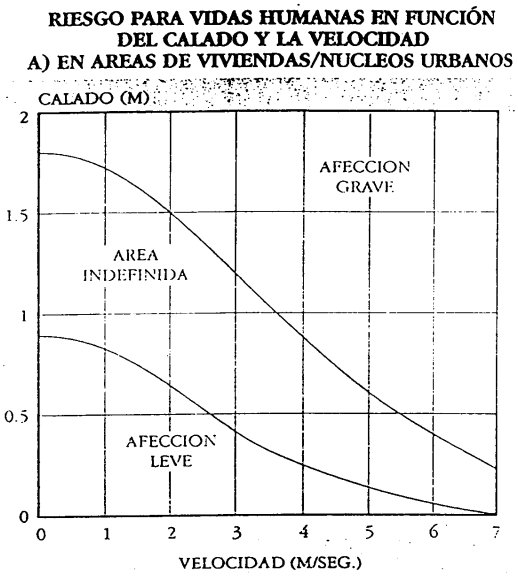
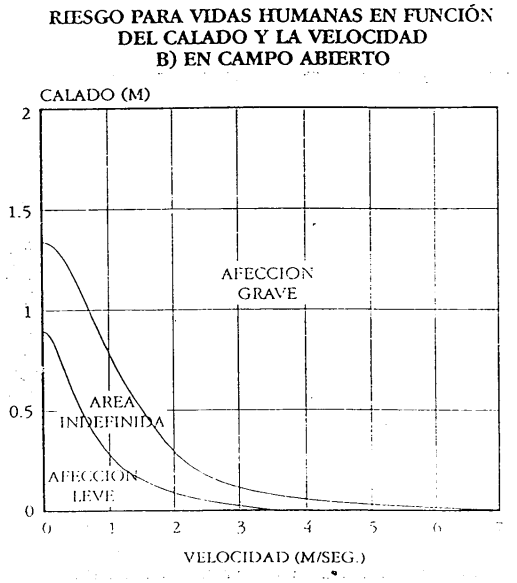


Figura 2



Cuadro 1

CLASIFICACIÓN DE LOS DAÑOS MATERIALES

ELEMENTO	DAÑOS POTENCIALES		
	MODERADOS	IMPORTANTES	MUY IMPORTANTES
Industrias y polígonos industriales y propiedades rústicas[1]	nº de instalaciones < 10	10 < nº de instalaciones < 50	nº de instalaciones > 50
Cultivos secano	superficie < 3.000 Has	3.000 Has < superficie < 10.000 Has	superficie > 10.000 Has
Cultivos de regadío	superficie < 1.000 Has	1.000 Has < superficie < 5.000 Has	superficie > 5.000 Has
Carreteras		Red general de las CC.AA. u otras redes de importancia equivalente	Red general del estado y red básica de las CC.AA.
Ferrocarriles		ff.cc. vía estrecha	ff.cc. vía ancha y alta velocidad

[1] Los límites deberán reducirse en caso de instalaciones de singular importancia

ESCENARIO 2. EMBALSE A NIVEL DE CORONACIÓN

Afecciones a núcleos de población, viviendas y vidas humanas en general

IDENTIFICACIÓN Y LOCALIZACION DE LA AFECCIÓN POTENCIAL						RESULTADOS DEL MODELO HIDRÁULICO						CLASIFICACIÓN DEL DAÑO
Denominación	**Elemento afectado**	**Distancia a la balsa**	**Coordenadas UTM (huso 30)**		**Cota**	**Caudal máximo**	**Cota máxima inundación**	**Tiempo de llegada onda**	**Calado máximo**	**Velocidad máxima**	**Tiempo valores máximos**	**Grado de afección**
		(km)	**X**	**Y**	(m.s.n.m.)	(m3/s)	(m.s.n.m.)	(hh:mm)	(m)	(m/s)	(hh:mm)	
E-1	Vivienda	1.222	254602	4440902	791.00	53.08	793.47	00:04	2.60	7.67	00:05	GRAVE
E-2	Piscina Municipal	1.254	254570	4440867	803.00	0.17	803.12	00:05	0.23	0.39	00:06	LEVE
E-3	Vivienda	1.369	254531	4440843	786.00	0.13	788.25	00:07	0.30	0.55	00:09	LEVE
E-4	Vivienda	1.284	254564	4440952	784.00	51.00	786.00	00:04	1.10	6.92	00:05	GRAVE
E-5	Vivienda	1.303	254548	4440963	782.00	9.55	783.93	00:04	1.63	4.05	00:05	GRAVE
E-6	Vivienda	1.312	254521	4440923	782.50	197.93	783.26	00:04	1.90	15.36	00:05	GRAVE
E-7	Vivienda	1.353	254514	4440877	778.80	3.49	779.00	00:04	0.12	3.51	00:05	GRAVE
E-8	Viviendas (Margen derecho)	1.409	254386	4440929	775.00-777.00	0.19	777.15	00:05	0.12	0.37	00:05	LEVE
E-9	Casa de aperos	2.368	253687	4440432	620.00	183.48	622.83	00:06	2.11	8.39	00:07	GRAVE
E-10	Casa de aperos	2.391	253688	4440415	619.70	74.93	621.72	00:06	2.00	6.31	00:07	GRAVE
E-11	Casa de aperos	2.402	253688	4440406	619.30	74.65	621.37	00:06	1.99	5.40	00:07	GRAVE
E-12	Casa de aperos	2.491	253622	4440343	617.15	24.28	618.73	00:06	1.54	4.18	00:07	GRAVE

E-13	Casa de aperos	3.319	253085	4439851	584.50	68.17	587.73	00:08	2.80	6.86	00:09	GRAVE
E-14	Casa de aperos	3.358	253026	4439848	585.00	13.10	585.65	00:08	0.84	4.68	00:09	GRAVE
E-15	Vivienda	4.326	252137	4439860	549.50	47.40	550.70	00:11	1.26	8.41	00:12	GRAVE
E-16	Vivienda	5.254	251471	4439537	519.50	10.79	520.16	00:14	0.75	3.13	00:15	GRAVE
E-17	Casa de aperos	6.106	250999	4438924	504.00	0.50	504.47	00:19	0.10	1.54	00:19	LEVE
E-18	Casa de aperos	6.171	250925	4438902	502.10	10.46	502.82	00:18	0.65	2.61	00:19	GRAVE
E-19	Casa de aperos	6.218	250896	4438867	501.10	4.05	502.12	00:19	1.33	1.73	00:20	GRAVE
E-20	Casa de aperos	6.297	250850	4438803	500.00	5.61	500.72	00:19	0.70	2.32	00:21	GRAVE
E-21	Casa de aperos	6.312	250793	4438843	500.10	0.41	500.57	00:20	0.54	0.56	00:21	LEVE
E-22	Casa de aperos	6.335	250797	4438796	500.00	0.81	500.57	00:20	0.70	0.79	00:21	LEVE
E-23	Casa de aperos	6.405	250763	4438738	498.00	5.15	498.60	00:20	0.58	2.00	00:22	GRAVE
E-24	Casa de aperos	6.752	250553	4438466	492.00	4.02	492.66	00:21	0.93	1.38	00:24	GRAVE
E-25	Casa de aperos	6.777	250546	4438448	492.00	0.20	492.03	00:23	0.22	0.31	00:24	LEVE
E-26	Vivienda	8.509	249373	4437317	461.25	7.00	462.06	00:33	0.56	1.62	00:35	GRAVE

Daños materiales

IDENTIFICACIÓN Y LOCALIZACION DE LA AFECCIÓN POTENCIAL						RESULTADOS DEL MODELO HIDRÁULICO						CLASIFICACIÓN DEL DAÑO	
Denominación	**Elemento afectado**	**Distancia a la balsa** (km)	**Coordenadas UTM (huso 30)** X	Y	**Cota** (m.s.n.m.)	**Caudal máximo** (m3/s)	**Cota máxima inundación** (m.s.n.m.)	**Tiempo de llegada onda** (hh:mm)	**Calado máximo** (m)	**Velocidad máxima** (m/s)	**Tiempo valores máximos** (hh:mm)	**Grado de afección**	**Daños potenciales**
P-1	Camino de las Pedreras	1.054	254765	4440838	820.00	712.38	821.62	00:04	3.56	13.59	00:05	GRAVE	Daño muy importante
P-2	Carretera Segundo orden EX-213	1.280	254545	4440945	781.40	710.00	784.07	00:04	2.29	9.73	00:05	GRAVE	Daño muy importante
P-3	Camino	2.065	253882	4440614	634.85	705.10	636.47	00:05	2.41	14.10	00:06	GRAVE	Daño muy importante
P-4	Camino	3.886	252529	4439815	570.20	390.32	571.94	00:10	1.59	20.38	00:11	GRAVE	Daño muy importante
P-5	Camino Trª Eras	4.589	251925	4439879	540.70	335.54	542.51	00:11	1.95	12.41	00:12	GRAVE	Daño muy importante
P-6	Carretera Tercer orden CC-18.1	6.347	250829	4438758	501.35	142.04	503.90	00:19	2.57	10.85	00:21	GRAVE	Daño muy importante
P-7	Camino	7.799	249837	4437834	473.30	119.45	474.69	00:27	1.41	5.00	00:30	GRAVE	Daño muy importante

Medioambientales

IDENTIFICACIÓN Y LOCALIZACION DE LA AFECCIÓN POTENCIAL						RESULTADOS DEL MODELO HIDRÁULICO						CLASIFICACIÓN DEL DAÑO	
Denominación	**Elemento afectado**	**Distancia a la balsa** (km)	**Coordenadas UTM (huso 30)** **X**	**Y**	**Cota** (m.s.n.m.)	**Caudal máximo** (m3/s)	**Cota máxima inundación** (m.s.n.m.)	**Tiempo de llegada onda** (hh:mm)	**Calado máximo** (m)	**Velocidad máxima** (m/s)	**Tiempo valores máximos** (hh:mm)	**Grado de afección**	**Daños potenciales**
M-1	ZEC "Sierra de Gredos y Valle del Jerte"	-----	273628	4432666	----------	730.41	952.11	00:00	5.58	17.45	00:00	GRAVE	Daño muy importante
M-2	ZEC "Río Tiétar"	-----	271479	4434956	----------	705.10	636.47	00:05	2.41	14.10	00:06	GRAVE	Daño muy importante
M-3	ZEPA "Río y pinares del Tiétar "	-----	271479	4434956	----------	705.10	636.47	00:05	2.41	14.10	00:06	GRAVE	Daño muy importante

7 CONCLUSIONES

A la vista del resultado del análisis efectuado con el modelo bidimensional de HEC-RAS y del estudio de las afecciones de la hipotética rotura de la balsa 01 de Barrado, se desprenden las siguientes conclusiones:

En una hipotética rotura de la balsa 1 de Barrado, se verán afectadas varias propiedades (viviendas, casa de aperos y piscina municipal) denominadas E-1, E-2, E-3, E-4, E-5, E-6, E-7, E-8, E-9, E-10, E-11, E-12, E-13, E-14, E-15, E-16, E-17, E-18, E-19, E-20, E-21, E-22, E-23, E-24, E-25 y E-26, además de ello afectará a caminos-puentes y carretera de segundo nivel (EX-213), y tercer orden (CC-18.1), denominadas P-1, P-2, P-3, P-4, P-5, P-6 y P-7. Por otra parte, también se producen daños medioambientales (ZEC "Sierra de Gredos y Valle del Jerte", ZEC "Río Tiétar" y ZEPA "Río y pinares del Tiétar") denominada M-1, M-2 y M-3. A todas las afecciones anteriores mencionadas, se categorizan como afecciones graves-daños muy importantes.

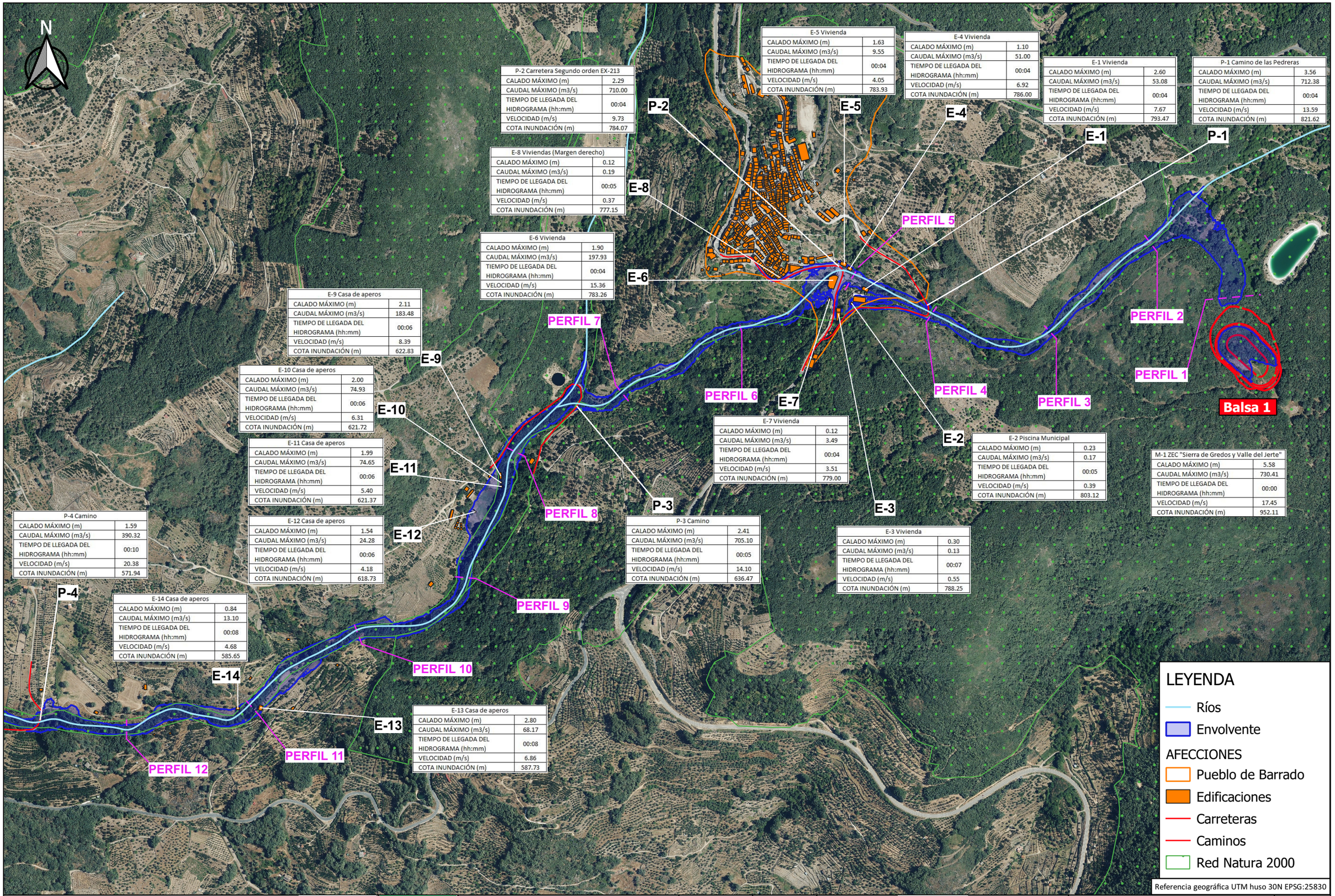
En conclusión, dado que la hipotética rotura de la balsa 1 de Barrado afecta a más de 5 viviendas, siendo cuatro del núcleo urbano y tres fuera de éste, dos carreteras de segundo y tercer orden, estas afecciones se categorizarían como daño material muy importante, lo que conlleva directamente a clasificar la balsa como **Categoría "A"**.

ANEXOS

ANEXO Nº 1

REPRESENTACIÓN EN PLANTA SOBRE ORTOFOTO DE PERFILES TRANSVERSALES Y DEL ÁREA POTENCIALMENTE INUNDABLE

ESCENARIO 2. EMBALSE A NIVEL DE CORONACIÓN



P-2 Carretera Segundo orden EX-213	
CALADO MÁXIMO (m)	2.29
CAUDAL MÁXIMO (m3/s)	710.00
TIEMPO DE LLEGADA DEL HIDROGRAMA (hh:mm)	00:04
VELOCIDAD (m/s)	9.73
COTA INUNDACIÓN (m)	784.07

E-5 Vivienda	
CALADO MÁXIMO (m)	1.63
CAUDAL MÁXIMO (m3/s)	9.55
TIEMPO DE LLEGADA DEL HIDROGRAMA (hh:mm)	00:04
VELOCIDAD (m/s)	4.05
COTA INUNDACIÓN (m)	783.93

E-4 Vivienda	
CALADO MÁXIMO (m)	1.10
CAUDAL MÁXIMO (m3/s)	51.00
TIEMPO DE LLEGADA DEL HIDROGRAMA (hh:mm)	00:04
VELOCIDAD (m/s)	6.92
COTA INUNDACIÓN (m)	786.00

E-1 Vivienda	
CALADO MÁXIMO (m)	2.60
CAUDAL MÁXIMO (m3/s)	53.08
TIEMPO DE LLEGADA DEL HIDROGRAMA (hh:mm)	00:04
VELOCIDAD (m/s)	7.67
COTA INUNDACIÓN (m)	793.47

P-1 Camino de las Pedreras	
CALADO MÁXIMO (m)	3.56
CAUDAL MÁXIMO (m3/s)	712.38
TIEMPO DE LLEGADA DEL HIDROGRAMA (hh:mm)	00:04
VELOCIDAD (m/s)	13.59
COTA INUNDACIÓN (m)	821.62

E-8 Viviendas (Margen derecho)	
CALADO MÁXIMO (m)	0.12
CAUDAL MÁXIMO (m3/s)	0.19
TIEMPO DE LLEGADA DEL HIDROGRAMA (hh:mm)	00:05
VELOCIDAD (m/s)	0.37
COTA INUNDACIÓN (m)	777.15

E-6 Vivienda	
CALADO MÁXIMO (m)	1.90
CAUDAL MÁXIMO (m3/s)	197.93
TIEMPO DE LLEGADA DEL HIDROGRAMA (hh:mm)	00:04
VELOCIDAD (m/s)	15.36
COTA INUNDACIÓN (m)	783.26

E-9 Casa de aperos	
CALADO MÁXIMO (m)	2.11
CAUDAL MÁXIMO (m3/s)	183.48
TIEMPO DE LLEGADA DEL HIDROGRAMA (hh:mm)	00:06
VELOCIDAD (m/s)	8.39
COTA INUNDACIÓN (m)	622.83

E-10 Casa de aperos	
CALADO MÁXIMO (m)	2.00
CAUDAL MÁXIMO (m3/s)	74.93
TIEMPO DE LLEGADA DEL HIDROGRAMA (hh:mm)	00:06
VELOCIDAD (m/s)	6.31
COTA INUNDACIÓN (m)	621.72

E-11 Casa de aperos	
CALADO MÁXIMO (m)	1.99
CAUDAL MÁXIMO (m3/s)	74.65
TIEMPO DE LLEGADA DEL HIDROGRAMA (hh:mm)	00:06
VELOCIDAD (m/s)	5.40
COTA INUNDACIÓN (m)	621.37

E-12 Casa de aperos	
CALADO MÁXIMO (m)	1.54
CAUDAL MÁXIMO (m3/s)	24.28
TIEMPO DE LLEGADA DEL HIDROGRAMA (hh:mm)	00:06
VELOCIDAD (m/s)	4.18
COTA INUNDACIÓN (m)	618.73

P-4 Camino	
CALADO MÁXIMO (m)	1.59
CAUDAL MÁXIMO (m3/s)	390.32
TIEMPO DE LLEGADA DEL HIDROGRAMA (hh:mm)	00:10
VELOCIDAD (m/s)	20.38
COTA INUNDACIÓN (m)	571.94

E-14 Casa de aperos	
CALADO MÁXIMO (m)	0.84
CAUDAL MÁXIMO (m3/s)	13.10
TIEMPO DE LLEGADA DEL HIDROGRAMA (hh:mm)	00:08
VELOCIDAD (m/s)	4.68
COTA INUNDACIÓN (m)	585.65

E-13 Casa de aperos	
CALADO MÁXIMO (m)	2.80
CAUDAL MÁXIMO (m3/s)	68.17
TIEMPO DE LLEGADA DEL HIDROGRAMA (hh:mm)	00:08
VELOCIDAD (m/s)	6.86
COTA INUNDACIÓN (m)	587.73

E-7 Vivienda	
CALADO MÁXIMO (m)	0.12
CAUDAL MÁXIMO (m3/s)	3.49
TIEMPO DE LLEGADA DEL HIDROGRAMA (hh:mm)	00:04
VELOCIDAD (m/s)	3.51
COTA INUNDACIÓN (m)	779.00

E-2 Piscina Municipal	
CALADO MÁXIMO (m)	0.23
CAUDAL MÁXIMO (m3/s)	0.17
TIEMPO DE LLEGADA DEL HIDROGRAMA (hh:mm)	00:05
VELOCIDAD (m/s)	0.39
COTA INUNDACIÓN (m)	803.12

M-1 ZEC "Sierra de Gredos y Valle del Jerte"	
CALADO MÁXIMO (m)	5.58
CAUDAL MÁXIMO (m3/s)	730.41
TIEMPO DE LLEGADA DEL HIDROGRAMA (hh:mm)	00:00
VELOCIDAD (m/s)	17.45
COTA INUNDACIÓN (m)	952.11

P-3 Camino	
CALADO MÁXIMO (m)	2.41
CAUDAL MÁXIMO (m3/s)	705.10
TIEMPO DE LLEGADA DEL HIDROGRAMA (hh:mm)	00:05
VELOCIDAD (m/s)	14.10
COTA INUNDACIÓN (m)	636.47

E-3 Vivienda	
CALADO MÁXIMO (m)	0.30
CAUDAL MÁXIMO (m3/s)	0.13
TIEMPO DE LLEGADA DEL HIDROGRAMA (hh:mm)	00:07
VELOCIDAD (m/s)	0.55
COTA INUNDACIÓN (m)	788.25

LEYENDA

- Ríos
- Envolvente

AFECCIONES

- Pueblo de Barrado
- Edificaciones
- Carreteras
- Caminos
- Red Natura 2000

Referencia geográfica UTM huso 30N EPSG:25830

Financiado por la Unión Europea NextGenerationEU

GOBIERNO DE ESPAÑA · MINISTERIO DE AGRICULTURA, PESCA Y ALIMENTACIÓN · seiasa · SOCIEDAD MERCANTIL ESTATAL DE INFRAESTRUCTURAS AGRARIAS

JUNTA DE EXTREMADURA · Consejería de Agricultura, Desarrollo Rural, Población y Territorio · UNIÓN EUROPEA · Fondo Europeo Agrícola de Desarrollo Rural

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

Escala: 1/8500

Fecha: JUNIO 2023

Autores del proyecto: Tragsatec

BELEN MARTIN PEÑA
Ingeniero de Caminos, C. y P.

ENRIQUE SALAMANCA SALAMANCA
Ingeniero Agrónomo

Título del plano: ENVOLVENTE DEL ÁREA POTENCIALMENTE INUNDABLE CORRESPONDIENTE AL ESCENARIO 2 EMBALSE A NIVEL DE CORONACIÓN SOBRE ORTOFOTO

Plano nº: 1

Hoja nº: 1 de 3

N

P-5 Camino Trª Eras	
CALADO MÁXIMO (m)	1.95
CAUDAL MÁXIMO (m3/s)	335.54
TIEMPO DE LLEGADA DEL HIDROGRAMA (hh:mm)	00:11
VELOCIDAD (m/s)	12.41
COTA INUNDACIÓN (m)	542.51

E-15 Vivienda	
CALADO MÁXIMO (m)	1.26
CAUDAL MÁXIMO (m3/s)	47.40
TIEMPO DE LLEGADA DEL HIDROGRAMA (hh:mm)	00:11
VELOCIDAD (m/s)	8.41
COTA INUNDACIÓN (m)	550.70

M-2 ZEC "Río Tiétar"	
CALADO MÁXIMO (m)	2.41
CAUDAL MÁXIMO (m3/s)	705.10
TIEMPO DE LLEGADA DEL HIDROGRAMA (hh:mm)	00:05
VELOCIDAD (m/s)	14.10
COTA INUNDACIÓN (m)	636.47

M-3 ZEPA "Río y pinares del Tiétar "	
CALADO MÁXIMO (m)	2.41
CAUDAL MÁXIMO (m3/s)	705.10
TIEMPO DE LLEGADA DEL HIDROGRAMA (hh:mm)	00:05
VELOCIDAD (m/s)	14.10
COTA INUNDACIÓN (m)	636.47

E-16 Vivienda	
CALADO MÁXIMO (m)	0.75
CAUDAL MÁXIMO (m3/s)	10.79
TIEMPO DE LLEGADA DEL HIDROGRAMA (hh:mm)	00:14
VELOCIDAD (m/s)	3.13
COTA INUNDACIÓN (m)	520.16

P-5

E-15

E-16

PERFIL 13

PERFIL 14

PERFIL 15

PERFIL 16

PERFIL 17

LEYENDA

- Ríos
- Envolvente

AFECCIONES

- Edificaciones
- Carretera
- Caminos
- Red Natura 2000

Referencia geográfica UTM huso 30N EPSG:25830

Financiado por la Unión Europea NextGenerationEU

GOBIERNO DE ESPAÑA · MINISTERIO DE AGRICULTURA, PESCA Y ALIMENTACIÓN · SEIASA · SOCIEDAD MERCANTIL ESTATAL DE INFRAESTRUCTURAS AGRARIAS

JUNTA DE EXTREMADURA · Consejería de Agricultura, Desarrollo Rural, Población y Territorio · UNIÓN EUROPEA · Fondo Europeo Agrícola de Desarrollo Rural

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

Escala: 1/8500

Fecha: JUNIO 2023

Autores del proyecto:
Tragsatec
BELEN MARTÍN PEÑA
Ingeniero de Caminos, C. y P.
ENRIQUE SALAMANCA SALAMANCA
Ingeniero Agrónomo

Título del plano: ENVOLVENTE DEL ÁREA POTENCIALMENTE INUNDABLE CORRESPONDIENTE AL ESCENARIO 2 EMBALSE A NIVEL DE CORONACIÓN SOBRE ORTOFOTO

Plano nº: 1

Hoja nº: 2 de 3

E-21 Casa de aperos	
CALADO MÁXIMO (m)	0.54
CAUDAL MÁXIMO (m3/s)	0.41
TIEMPO DE LLEGADA DEL HIDROGRAMA (hh:mm)	00:20
VELOCIDAD (m/s)	0.56
COTA INUNDACIÓN (m)	500.57

E-20 Casa de aperos	
CALADO MÁXIMO (m)	0.70
CAUDAL MÁXIMO (m3/s)	5.61
TIEMPO DE LLEGADA DEL HIDROGRAMA (hh:mm)	00:19
VELOCIDAD (m/s)	2.32
COTA INUNDACIÓN (m)	500.72

E-18 Casa de aperos	
CALADO MÁXIMO (m)	0.65
CAUDAL MÁXIMO (m3/s)	10.46
TIEMPO DE LLEGADA DEL HIDROGRAMA (hh:mm)	00:18
VELOCIDAD (m/s)	2.61
COTA INUNDACIÓN (m)	502.82

E-19 Casa de aperos	
CALADO MÁXIMO (m)	1.33
CAUDAL MÁXIMO (m3/s)	4.05
TIEMPO DE LLEGADA DEL HIDROGRAMA (hh:mm)	00:19
VELOCIDAD (m/s)	1.73
COTA INUNDACIÓN (m)	502.12

E-22 Casa de aperos	
CALADO MÁXIMO (m)	0.70
CAUDAL MÁXIMO (m3/s)	0.81
TIEMPO DE LLEGADA DEL HIDROGRAMA (hh:mm)	00:20
VELOCIDAD (m/s)	0.79
COTA INUNDACIÓN (m)	500.57

E-17 Casa de aperos	
CALADO MÁXIMO (m)	0.10
CAUDAL MÁXIMO (m3/s)	0.50
TIEMPO DE LLEGADA DEL HIDROGRAMA (hh:mm)	00:19
VELOCIDAD (m/s)	1.54
COTA INUNDACIÓN (m)	504.47

E-23 Casa de aperos	
CALADO MÁXIMO (m)	0.58
CAUDAL MÁXIMO (m3/s)	5.15
TIEMPO DE LLEGADA DEL HIDROGRAMA (hh:mm)	00:20
VELOCIDAD (m/s)	2.00
COTA INUNDACIÓN (m)	498.60

P-6 Carretera Tercer orden CC-18.1	
CALADO MÁXIMO (m)	2.57
CAUDAL MÁXIMO (m3/s)	142.04
TIEMPO DE LLEGADA DEL HIDROGRAMA (hh:mm)	00:19
VELOCIDAD (m/s)	10.85
COTA INUNDACIÓN (m)	503.90

E-24 Casa de aperos	
CALADO MÁXIMO (m)	0.93
CAUDAL MÁXIMO (m3/s)	4.02
TIEMPO DE LLEGADA DEL HIDROGRAMA (hh:mm)	00:21
VELOCIDAD (m/s)	1.38
COTA INUNDACIÓN (m)	492.66

E-25 Casa de aperos	
CALADO MÁXIMO (m)	0.22
CAUDAL MÁXIMO (m3/s)	0.20
TIEMPO DE LLEGADA DEL HIDROGRAMA (hh:mm)	00:23
VELOCIDAD (m/s)	0.31
COTA INUNDACIÓN (m)	492.03

P-7 Camino	
CALADO MÁXIMO (m)	1.41
CAUDAL MÁXIMO (m3/s)	119.45
TIEMPO DE LLEGADA DEL HIDROGRAMA (hh:mm)	00:27
VELOCIDAD (m/s)	5.00
COTA INUNDACIÓN (m)	474.69

E-26 Vivienda	
CALADO MÁXIMO (m)	0.56
CAUDAL MÁXIMO (m3/s)	7.00
TIEMPO DE LLEGADA DEL HIDROGRAMA (hh:mm)	00:33
VELOCIDAD (m/s)	1.62
COTA INUNDACIÓN (m)	462.06

E-21 E-20 E-18 E-19 E-17 E-22 E-23 P-6 E-24 E-25 P-7 E-26

PERFIL 18 PERFIL 19 PERFIL 20 PERFIL 21 PERFIL 22 PERFIL 23 PERFIL 24 PERFIL 25 PERFIL 26

N

LEYENDA

- Ríos
- Envolvente

AFECCIONES

- Pueblo de Gargüera
- Edificaciones
- Carretera
- Caminos
- Red Natura 2000

Referencia geográfica UTM huso 30N EPSG:25830

Financiado por la Unión Europea NextGenerationEU

GOBIERNO DE ESPAÑA · MINISTERIO DE AGRICULTURA, PESCA Y ALIMENTACIÓN · seiasa · SOCIEDAD MERCANTIL ESTATAL DE INFRAESTRUCTURAS AGRARIAS

JUNTA DE EXTREMADURA · Consejería de Agricultura, Desarrollo Rural, Población y Territorio · UNIÓN EUROPEA · Fondo Europeo Agrícola de Desarrollo Rural

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

Escala: 1/8500

Fecha: JUNIO 2023

Autores del proyecto:

Tragsatec

BELEN MARTÍN PEÑA
Ingeniero de Caminos, C. y P.

ENRIQUE SALAMANCA SALAMANCA
Ingeniero Agrónomo

Título del plano:
ENVOLVENTE DEL ÁREA POTENCIALMENTE INUNDABLE CORRESPONDIENTE AL ESCENARIO 2 EMBALSE A NIVEL DE CORONACIÓN SOBRE ORTOFOTO

Plano nº: 1

Hoja nº: 3 de 3

ANEXO Nº 2

REPRESENTACIÓN EN PLANTA SOBRE CARTOGRAFIA 1:25.000

DE PERFILES TRANSVERSALES Y

DEL ÁREA POTENCIALMENTE INUNDABLE

ESCENARIO 2. EMBALSE A NIVEL DE CORONACIÓN