



ANEJO Nº 3: CÁLCULOS HIDRÁULICOS

Autora: Nuria Estivill Manzanaro

ÍNDICE

1	INTRODUCCIÓN.....	3
2	CAUDAL DE DISEÑO	3
3	CÁLCULOS HIDRÁULICOS	3
3.1	Clasificación del flujo	3
3.2	Estado de flujos	3
3.3	Bases de cálculos	4
3.3.1	Flujo en lámina libre.....	4
3.3.2	Flujo en presión.....	5
4	CÁLCULO DEL ENCAUZAMIENTO	5
5	CÁLCULO DEL COLECTOR DE LA AV. MARINA BAIXA.....	14
6	CÁLCULO CON HEC-RAS	15
6.1	Bases Teóricas del Programa	15
6.2	Datos de Entrada al Programa.....	16
6.3	Resultados	16

1 INTRODUCCIÓN

El presente documento “Anejo 3. Cálculo hidráulico” ha sido redactado por Nuria Estivill Manzanaro. Su objetivo es mostrar los cálculos llevados a cabo para justificar el diseño hidráulico finalmente elegido para el encauzamiento del barranco de la Cala de Finestrat, así como, el del colector de la Av. Marina Baixa.

2 CAUDAL DE DISEÑO

En el artículo 32 del Plan de Acción Territorial de carácter sectorial sobre prevención del Riesgo de Inundación en la Comunitat Valenciana (PATRICOVA) donde se dictan las condiciones que deben cumplir las actuaciones estructurales contra inundaciones, se establece que *“los encauzamientos cubiertos se permitirán excepcionalmente en tramos urbanos altamente antropizados y con un nivel de protección de, al menos, quinientos 500 años de período de retorno. Además, para evitar su obstrucción durante una crecida, deberán disponer de un elemento de retención de los sólidos gruesos arrastrados inmediatamente aguas arriba del mismo.”*

Por ello, para cumplir con la normativa se ha escogido el caudal asociado a un evento de tormenta con período de retorno 500 años.

Como ya se ha explicado con mayor detalle en el apartado 2 del documento “Anejo 2. Estudio de soluciones” se parten de tres caudales de diseño.

Por un lado, el análisis hidrológico determina un caudal de 66 m³/s que permite diseñar el tramo en lámina libre. Por otro lado, el caudal recogido de la Av. Marina Baixa para un período de retorno de 500 años es de 7.4 m³/s y supondrá el caudal con el que se diseña el colector de la Av. Marina Baixa. Por último, el tramo en presión será diseñado para un caudal de 67 m³/s, ya que, al caudal procedente del barranco hay que añadirle el de la avenida. Este último valor de diseño resulta de la suma de hidrogramas del barranco y de la calle.

3 CÁLCULOS HIDRÁULICOS

3.1 Clasificación del flujo

El flujo puede clasificarse en muchos tipos. Sin embargo, este documento se centra en dos de ellas:

- Clasificación temporal: atendiendo al tiempo como criterio, un flujo puede ser estacionario si no varía sus propiedades a lo largo del tiempo, o transitorio en el caso contrario.
- Clasificación espacial: atendiendo al espacio como criterio, un flujo puede ser uniforme o variado según sus características varíen o no el espacio respectivamente.

3.2 Estado de flujos

El estado o comportamiento del flujo está gobernado básicamente por los efectos de viscosidad y gravedad en relación con las fuerzas inerciales el flujo.

Por un lado, si se relaciona los efectos de la viscosidad con las fuerzas inerciales, el flujo puede ser laminar, turbulento o transicional.

Esta relación es de vital importancia en los flujos en presión y puede ser representada mediante el número de Reynolds:

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu}$$

Siendo V la velocidad media del flujo en m/s; D el diámetro interior en m y ν la viscosidad cinemática en m²/s.

Existen unos rangos del número de Reynolds que caracterizan los diferentes estados:

- $Re < 2300$: Se tiene un flujo laminar. Las fuerzas viscosas son muy fuertes en relación con las inerciales, jugando así un papel importante en el comportamiento del mismo. En este estado, las partículas de agua se mueven con trayectorias suaves definidas o líneas de corriente.

- $Re > 4000$. Se obtiene un flujo turbulento: las fuerzas viscosas son débiles en relación con las inerciales. Las partículas de agua se mueven con trayectorias irregulares y variables, pero que en conjunto todavía representan el movimiento hacia delante de la corriente entera.
- $2300 < Re < 4000$. Se da un flujo de transición: se encuentra entre los flujos anteriormente explicados. En él no se sabe el comportamiento que se experimentará. No es aconsejable ya que se da lugar a un flujo impredecible y cambiante.

Por otro lado, si se relaciona los efectos de la gravedad con las fuerzas inerciales, el flujo puede ser subcrítico, crítico o supercrítico. Esta relación juega un papel importante en el flujo en lámina libre y puede ser representada mediante el número de Froude:

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot y_H}}$$

Siendo V la velocidad media del flujo en m/s; g la aceleración de la gravedad en m/s^2 y y_H en m.

En función del número de Froude se pueden tener los siguientes estados de flujo:

- $F < 1$. Se obtiene un flujo subcrítico en el que las fuerzas gravitacionales son mayores en relación con las inerciales y el flujo tiene una velocidad baja. En él una onda gravitacional puede propagarse hacia aguas arriba debido a que la celeridad es mayor que la velocidad del flujo. En consecuencia, las zonas de aguas arriba están en conexión hidráulica con las zonas de aguas abajo y se dice que el flujo está controlado desde aguas abajo.
- $F > 1$. Se da lugar a un flujo supercrítico el que predominan las fuerzas inerciales, yendo el flujo a gran velocidad. Las ondas superficiales no pueden remontar el flujo, por tanto, no existe conexión entre las zonas de aguas arriba y las de aguas abajo y el flujo queda controlado desde aguas arriba.
- $F = 1$. Se tiene un flujo crítico. A este estado se le asocia la mínima energía específica que requiere un flujo para movilizar un caudal determinado. La energía específica es aquella referida a la solera del canal en la que intervienen la profundidad y la velocidad del flujo:

$$H_o = y + \frac{V^2}{2g}$$

Siendo y el calado en m; V la velocidad del flujo en m/s y g la aceleración de la gravedad en m/s^2 .

3.3 Bases de cálculos

3.3.1 Flujo en lámina libre

En el tramo en el que el caudal fluye en lámina libre se ha realizado un primer predimensionamiento basándose en un régimen estacionario y uniforme, es decir, en un flujo que no varía espacial ni temporalmente. Este tipo de régimen únicamente se llega a alcanzar con un tramo de canal lo suficientemente largo, de traza rectilínea, pendiente longitudinal constante y dimensiones y características de la sección invariables. Por tanto, raramente ocurre en la realidad. No obstante, permite encontrar de manera sencilla y satisfactoria unas dimensiones adecuadas para desaguar el caudal de diseño y sirve de apoyo para el análisis del flujo estacionario gradualmente variado.

El régimen uniforme se caracteriza por:

- Calado, sección mojada y distribución de velocidades constantes en cada sección.
- Líneas de corrientes paralelas entre sí y tanto a la solera como a la lámina libre.
- Distribución de presiones hidrostática en la normal al flujo
- Pérdida de energía constante, es decir, pendiente motriz constante.

Para calcular el régimen uniforme se utiliza la extendida ecuación de Manning:

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

Donde V es la velocidad media del flujo en m/s; R es el radio hidráulico en metros; S es la pendiente de la línea de energía; y n es el coeficiente de rugosidad conocido como coeficiente de Manning en $s \cdot m^{-1/3}$ y cuyos valores están recogidos en tablas que se han obtenido de forma empírica.

Tras obtener las dimensiones del cajón se calcula el comportamiento de la lámina de agua mediante un régimen estacionario y variado, es decir, el flujo varía espacialmente pero no temporalmente. Se obtienen así las curvas de remanso.

Las bases de este régimen son:

- Flujo unidimensional.
- Pendiente geométrica pequeña, es decir, $\cos^2\theta \approx 1$.
- Cambios graduales debidos a variaciones en forma de la sección.
- Curvatura suave de las líneas de corriente: flujo cuasi-paralelo. Permite considerar una distribución hidrostática de presiones.
- Canales y cauces de sección regular y traza sensiblemente rectilínea.
- Distribución de velocidades constante.
- Pendiente motriz (I) a partir del movimiento uniforme para un calado local.

Debido a las fuertes pendientes del cauce, el caudal discurrirá a grandes velocidades alcanzando un régimen supercrítico. No obstante, para garantizar un paso adecuado de flujo en lámina libre a presión, en la cámara de presurización se decelera al flujo imponiendo un régimen subcrítico. Por tanto, para realizar el cambio de regímenes tendrá lugar un resalto hidráulico.

Las hipótesis en las que se basa el cálculo del resalto hidráulico son las siguientes:

- Velocidad uniforme y distribución de presiones hidrostática en secciones extremas.
- Fluctuación turbulenta de la velocidad despreciable
- Efecto de la tensión tangencial en solera y cajeros despreciable
- Pendiente horizontal

A partir de estas bases los calados conjugados en las secciones extremas se calculan mediante la ecuación de Bélanger:

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \cdot \left[\sqrt{1 + 8 \cdot F_1^2} - 1 \right]$$

Donde y_2 es el calado conjugado en metros, y_1 el calado en la curva de remanso en metros y F_1 el número de Froude de éste último calado.

Por último, se comprueban los cálculos completos con el programa HEC-RAS.

3.3.2 Flujo en presión

Para realizar el cálculo del flujo en presión se ha partido de un flujo turbulento totalmente desarrollado. Un flujo totalmente desarrollado es aquel que tiene el mismo el perfil de velocidades en todas las secciones. De esta manera se tiene un problema unidimensional con líneas de corriente paralelas al eje de tuberías.

Por tanto, las hipótesis en las que se basa el cálculo son:

- Flujo turbulento unidimensional y estacionario.
- Fluido incompresible.
- Flujo totalmente desarrollado: distribución de velocidades constante.
- Distribución de presiones hidrostática.

4 CÁLCULO DEL ENCAUZAMIENTO

El desarrollo de la justificación del diseño definitivo para el encauzamiento queda explicado en el “Anejo 2. Estudio de soluciones”. En dicho documento se detallan los razonamientos seguidos hasta llegar a este último diseño. En conclusión, la actuación se divide en tres tramos:

- Tramo 1: Este primer tramo abarca desde el puente de la nacional N-332 hasta el P.K. 0+746.9 que se muestra en el plano “3.1 Planta” del documento Nº2 “Planos”, es decir, hasta 288 metros aguas abajo. El agua discurre por el cauce existente en el que únicamente se produce un acondicionamiento del tramo para que el agua circule por el cauce y no se desborde por el paseo lateral existente. Para ello, se ejecuta un murete en el paseo de 1.1 metros que evita que el flujo se escape.

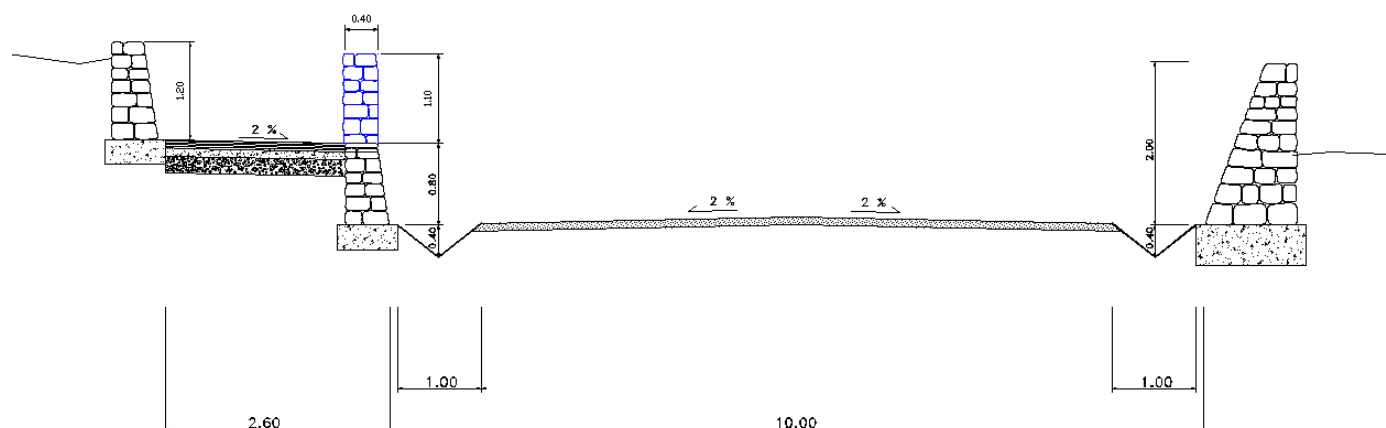


Fig. 1. Ejecución de un muro lateral en el paseo de 1.1 metros dibujado en azul.

- Tramo 2: Tras el P.K. 0+746.9 se halla una obra de disipación de energía para preparar la entrada del caudal a un cajón enterrado de hormigón. Se trata de un cajón de tres celdas de 2x2.2 metros separadas por dos muros de 0.3 metros. Se ha decidido una altura de 2.2 metros para que la estructura sea visitable y se puedan llevar a cabo tareas de mantenimiento y limpieza. El techo del está formado por tres losas prefabricadas de hormigón y se encuentran biapoyadas en los muros que separan las celdas. La longitud de este tramo es de 460 metros, finalizando el cajón en el P.K. 278.6.

Por cuestiones constructivas se opta por un cajón de hormigón in situ que cuenta con 0.25 metros de espesor de clave y 0.4 metros de solera. Con estos grosores se estima una resistencia suficiente a los esfuerzos que se originan, en especial en la solera que debe resistir los esfuerzos tangenciales por fricción. La clave del cajón estará constituida por losas prefabricadas de hormigón. Habrá tantas losas como celdas y se encontrarán biapoyadas sobre los muros que las separa. Puesto que el mar se encuentra cercano a la actuación, existe un ambiente muy agresivo y el hormigón a utilizar debe ser resistente a sulfatos.

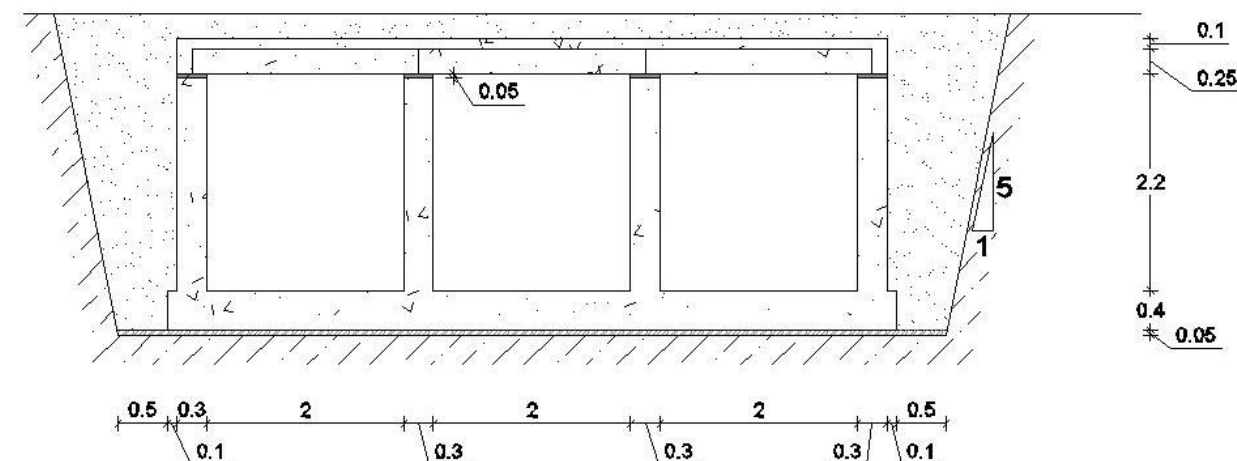


Fig. 2. *Sección tipo del cajón enterrado.*

- Tramo 3: Debido a la escasa cota del paseo marítimo resulta inviable verter el caudal de diseño en lámina libre, así que, se requiere de tuberías. Aguas arriba de la confluencia del barranco con la Av. Marina Baixa, comienza este tramo con una cámara de presurización que prepara la transición del flujo en lámina libre a presión. Además, en la cámara se recoge el caudal que baja por la Av. Marina Baixa antes de llegar a la confluencia. Se requieren tres tuberías de PRFV de 2.4 metros de diámetro para desaguar el caudal. La longitud de las tuberías es de aproximadamente 250 metros hasta llegar a la batimétrica -2 del fondo marino. De nuevo, la escasa elevación del paseo marítimo impide que las tuberías viertan directamente en la playa. Las tuberías se han diseñado para que permanezcan siempre por debajo del nivel del mar y así evitar problemas de durabilidad.

Las condiciones de contorno que condicionan los cálculos son dos:

- Condición de contorno aguas arriba: sección crítica aguas abajo de la N-332 debido al fuerte estrechamiento que tiene lugar, pasando de una sección de 30 metros de anchura a una de 10 metros.



Fig. 3. Estrechamiento que provoca la sección crítica

- Condición de contorno aguas abajo: Se debe garantizar una energía total de 3.2 metros en la cámara de presurización para que las tuberías puedan desaguar adecuadamente el caudal. Esto conlleva que el calado impuesto en la cámara es de 4.09 metros.

A continuación, se desarrollan los cálculos completos que justifican el diseño definitivo.

En primer lugar, se comienza el diseño por la condición de energía que imponen las tuberías aguas abajo del barranco, justo antes de la confluencia con la Av. Marina Baixa.

Todas las cotas que se nombren en el presente documento están referidas sobre el nivel del mar, a no ser que se diga lo contrario.

Tras el tanteo de diferentes alternativas, análisis expuesto en el “Anejo 2. Estudio de soluciones”, se opta por la implantación de tres tuberías de 2.4 metros de diámetro. La escasa cota del paseo marítimo, 1.8 metros, hace inviable que en él se puedan albergar unas tuberías de tales dimensiones. Así pues, las tuberías se introducen en el mar hasta la línea batimétrica de -2 metros en el fondo marino donde vierten el caudal. Esta profundidad se encuentra aproximadamente a 70 metros de la playa. De manera que, las tuberías tienen una longitud aproximada de 250 metros.

Se calculan con estos datos las pérdidas de energía que se originan. Las pérdidas consideradas son:

- Pérdidas continuas por fricción (m). Se calculan a partir de la ecuación de Darcy-Weisbach:

$$Hl = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

Donde f es el coeficiente de fricción de Darcy, L la longitud de la tubería en metros, D el diámetro de la misma en metros, v la velocidad media del flujo en m/s y g la aceleración de la gravedad en m/s².

El coeficiente de fricción de Darcy (f) se halla por iteración a través de la fórmula de Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \cdot \log \left(\frac{\varepsilon/D}{3.71} + \frac{2.51}{Re \cdot \sqrt{f}} \right)$$

La rugosidad de los tubos de PRFV es de $\varepsilon=0.029$ mm

- Pérdida de la altura de velocidad (m). El caudal transportado por las tuberías pierde toda su velocidad al confluir con el agua del mar.

$$Hv = \frac{v^2}{2g}$$

- Pérdidas por el cambio de densidad (m): El agua de precipitación posee una densidad de 1.00 g/m³ mientras que la del agua del mar es de 1.04 g/m³. Por tanto, por cada metro de agua salada tenemos una pérdida de 0.04 metros más. Como los tubos se encuentran a la cota -2 respecto del nivel del mar, esta cota se justifica a continuación, las pérdidas causadas por el cambio de densidad son de:

$$\text{Diferencia densidad} = 1.04 - 1.00 = 0.04$$

$$\text{Pérdidas densidad} = 0.04 \cdot 2 = 0.08 \text{ m}$$

- Pérdidas por marea viva (m): Para un período de retorno de 500 años se estima que el nivel de marea aumenta en 70 centímetros. Así pues, se añade una pérdida de energía de 0.07 metros.

Por tanto, realizando los cálculos anteriores resultan unas pérdidas totales de energía son de 3.2 metros:

Diámetro (m)	f	Pérdidas Continuas (m)	Hv (m)	Cambio densidad (m)	Marea Viva (m)	Pérdidas totales (m)
2,4	0,0090654	1,174	1,24	0,08	0,7	3,2

Estas pérdidas totales imponen una condición de contorno vital para el diseño hidráulico: para que el caudal pueda ser desaguado por las tuberías, la cota de la lámina de agua en el punto de toma debe ser al menos igual que la pérdida total calculada menos la altura de velocidad.

$$Cota\ de\ la\ lámina\ libre\ (m) = H_T - H_v$$

Se exige que el flujo llegue calmado y con una velocidad baja a la cámara de presurización. Por ello, se impone que se alcance una velocidad de 2 m/s. Por tanto, la lámina de agua se encuentra a:

$$H_T = 3.2\ m$$

$$Velocidad\ impuesta = 2\ m/s \rightarrow H_v = \frac{v^2}{2g} = \frac{2^2}{2 \cdot 9.81} = 0.20\ m$$

$$Cota\ de\ la\ lámina\ libre\ sobre\ nivel\ del\ mar\ (m) = H_T - H_v = 3.2 - 0.2 = 3.0\ m$$

A partir de este requisito de energía, se calculan las dimensiones de la cámara de presurización.

La anchura necesaria para albergar tres tuberías de 2.4 metros de diámetro es de 8.2 metros: correspondientes a los tres tubos de 2.4 metros de diámetros separados por dos muros de 0.5 metros. Así que, para obtener una velocidad de 2 m/s el calado requerido es de 4.09 metros:

$$Velocidad\ impuesta = 2\ m/s$$

$$Q = v \cdot S = v \cdot B \cdot y \rightarrow y = \frac{Q}{v \cdot B} = \frac{67}{2 \cdot 8.2} = 4.09\ m$$

Para conseguir dicho calado estando la lámina de agua en la cota +3 metros, la solera de la cámara se coloca a la cota -1.1 metros.

Este calado supone la imposición de un régimen lento aguas abajo del barranco. Sin embargo, antes de llegar a la cámara de presurización, el agua discurre en régimen rápido (el cual es controlado aguas arriba desde la sección crítica en el estrechamiento). Por tanto, cuando el flujo llegue a la cámara se producirá un resalto hidráulico. En el punto en que se origine el resalto, aprovechando las turbulencias generadas, se incluirá el caudal procedente de la Av. Marina Baixa. Este punto se concreta en el presente documento tras los cálculos del cajón.

Como se justifica al final de este documento el resalto ordinario que ocurriría sería de aproximadamente 19.5 metros. Para quedarnos del lado de la seguridad se aumenta esta distancia un 20% y esta será la distancia que dejaremos en la cámara para que el flujo se calme y alcance el régimen lento. El resultado es que esta distancia es de 25 metros. Se ejecutarán unos muros que separan el caudal que entrará en cada tubería. Estos muros cuentan con una longitud de 10 metros. Además, se tendrá en cuenta que las tuberías comiencen bajo la cota 0 respecto del nivel del mar para que estén siempre sumergidas en el agua salada y evitando así problemas de durabilidad.

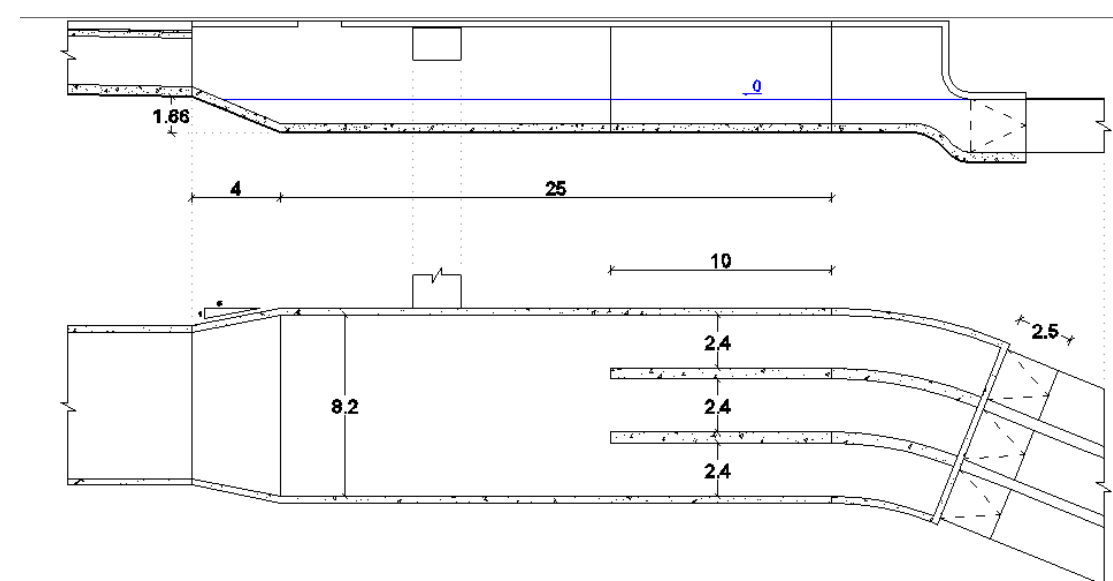


Fig. 4. Cámara de presurización

Con estas dimensiones el final de la cámara se produce en el P.K. 0+278.6. Desde ese punto hasta la batimétrica -2 metros no es posible realizar un trazado rectilíneo de las tuberías. Así que, se decide que el tramo final de la cámara, a partir de los muros, sea curvo. Como en esa sección el flujo se encuentra en régimen lento el giro no ocasiona ningún problema. De esta manera, se permite que

las tuberías en su inicio tengan trazado rectilíneo y que el leve giro que quede por dar tenga lugar lo suficientemente lejos del punto de toma de las tuberías. Por suficientemente lejos se entiende más de cinco veces el diámetro.

Por otro lado, la clave de la cámara de presurización se sitúa a una cota de +3.25 metros, dejando un resguardo de unos 25 centímetros sobre la lámina de agua. La losa superior de la estructura es de 25 centímetros y se reservan 5 centímetros para la pavimentación. Por tanto, la cota de la calle aumenta hasta 3.55 metros.

$$Cota\ pavimento = Cota\ lámina\ libre + resguardo + losa\ hormigón + pavimentación$$

$$Cota\ pavimento = 3.0 + 0.25 + 0.25 + 0.05 = 3.55\ m$$

La cota actual del tramo final del barranco donde se sitúa la cámara de presurización es de 2.79, existiendo la posibilidad de incrementarla hasta los 3.6 metros sin producir grandes afecciones a lo ya edificado. Mirando hacia aguas abajo del barranco, en la margen derecha del mismo la única construcción susceptible de ser afectada por este aumento de cota es una caseta eléctrica. No obstante no significa una limitación ya que ésta se encuentra elevada sobre un muro de mampostería de 0.8 metros. El factor limitante viene dado por la terraza en la margen izquierda: una serie de escalones la sitúan a 3.5 metros de altura sobre el nivel del mar. Así pues, un incremento de la cota del cauce hasta 3.55 metros no ocasiona modificaciones en la morfología actual de la calle.

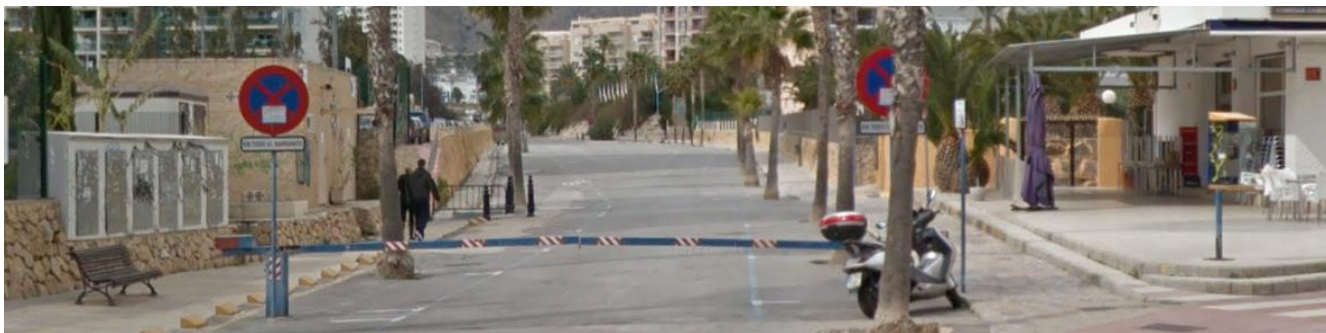


Fig. 5. Tramo final del barranco donde se aprecia la sobreelevación de las construcciones colindantes.



Fig. 6. Detalle del muro de mampostería y los escalones que permiten un aumento de cota.

Una vez solventados los condicionantes que se imponen aguas abajo, el cálculo se centra en el cálculo del régimen rápido controlado aguas arriba por la sección crítica producida en el estrechamiento del cauce.

Primero, se hallan los calados críticos de cada tramo del cauce y, mediante la ecuación de Manning, se calculan los calados normales de los mismos.

Como se ha comentado tras el paso del cauce bajo el puente de la antigua nacional N-332 se llega a una sección de 30 metros de anchura que se va estrechando hasta alcanzar un ancho de 10 metros. Este fuerte estrechamiento provoca una sección crítica que permite comenzar con los cálculos hidráulicos.

El calado crítico del que parte el cálculo corresponde con el de una sección de 10 metros de ancho:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB^2}} = \sqrt[3]{\frac{66^2}{9.81 \cdot 10^2}} = 1.64\ m$$

A continuación, se muestran los cálculos de las diferentes curvas de remanso que se van sucediendo.

Tras el calado crítico, se desarrolla una F2 durante 89.63 metros. Realizando los cálculos de la curva de remanso:

$$\left. \begin{array}{l} x = 0 \\ y = 1.64\ m \end{array} \right\} \xrightarrow[\Delta x > 0 \quad \Delta y < 0]{F2} \left\{ \begin{array}{l} x = 89.63\ m \\ y = ? \rightarrow y = 1.1\ m \end{array} \right.$$

Este calado da lugar a otra F2:

$$\left. \begin{array}{l} x = 0 \\ y = 1.1 \text{ m} \end{array} \right\} \xrightarrow[\Delta x > 0 \quad \Delta y < 0]{F2} \left\{ \begin{array}{l} x = 37.29 \text{ m} \\ y = ? \rightarrow y = 0.96 \text{ m} \end{array} \right.$$

Se da paso a una F3:

$$\left. \begin{array}{l} x = 0 \\ y = 0.96 \text{ m} \end{array} \right\} \xrightarrow[\Delta x > 0 \quad \Delta y > 0]{F3} \left\{ \begin{array}{l} x = 50.43 \text{ m} \\ y = ? \rightarrow y = 1.08 \text{ m} \end{array} \right.$$

En este momento se llega al P.K. 0+746.9 donde se encuentra la embocadura que inicia el encauzamiento. El diseño definitivo de esta obra se corresponde con la alternativa 4 analizada en el “Anejo 2. Estudio de soluciones”.

Para que el cajón pueda ser albergado bajo tierra sin una elevación excesiva de la rasante de la calle, se debe realizar una disminución importante de cota. Para que no se acelere demasiado se ha decidido que este decremento se produzca en dos caídas separadas por un cuenco disipador tal y como se justifica en la alternativa 4 del “Anejo 2. Estudio de soluciones”.

Por tanto, el diseño es el siguiente:

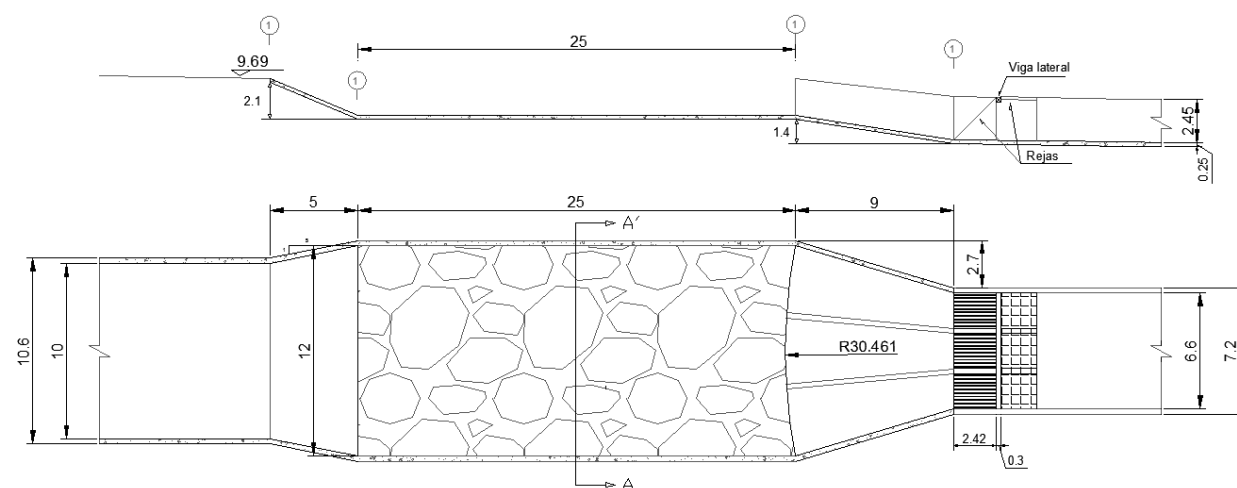


Fig. 7. Diseño de la embocadura

En la embocadura se ejecuta una primera caída de 2.10 metros. Esto proporciona mucha energía al flujo que hará que éste se acelere. Para que se introduzca en el cajón con una velocidad aceptable se construye un cuenco de disipación de 25 metros de longitud y con un coeficiente de rugosidad de $0.045 \text{ s} \cdot \text{m}^{-1/3}$. Conseguir este número de Manning es posible empleando una escollera de 1.1 metro de diámetro:

$$n = \frac{D^{1/6}}{26} \rightarrow 0.045 = \frac{D^{1/6}}{26} \rightarrow D = 1.1 \text{ m}$$

Con el objetivo de disipar la máxima energía posible se suprime el paseo lateral existente en la actualidad. Esto permite ensanchar la sección hasta 12 metros. Tras los 25 metros de longitud del cuenco tiene lugar un estrechamiento hasta la sección de 6.6 metros que tiene el cajón y además se produce una segunda caída de 1.4 metros.

Sabiendo el diseño, se calcula el comportamiento hidráulico de la lámina de agua.

Se recuerda que se parte del P.K. 0+746.9. Hasta llegar a esta sección el caudal transcurre en lámina libre a cielo abierto por la calle existente y llega a alcanzar un calado de 1.08 metros. La energía específica asociada con este calado y un ancho de 10 metros es de 2.99 metros.

$$H_{01} = y + \frac{Q^2}{2gB^2y^2} = 1.08 + \frac{66^2}{2 \cdot 9.81 \cdot 10^2 \cdot 1.08^2} = 2.99 \text{ m}$$

Por tanto, el calado en la sección 2, tras la caída de 2.10 metros es de 0.58 metros:

$$H_{02} = 2.99 + 2.1 = 5.09 \text{ m}$$

$$H_{02} = y + \frac{Q^2}{2gB^2y^2} \rightarrow 5.09 = y + \frac{66^2}{2 \cdot 9.81 \cdot 12^2 \cdot y^2} \rightarrow y = 0.58 \text{ m}$$

A continuación, se encuentra el cuenco disipador con escollera que genera un coeficiente de rugosidad de $0.045 \text{ s} \cdot \text{m}^{-1/3}$ a lo largo de 25 metros de longitud y con pendiente nula. Al calcular la curva de remanso a los 25 metros se obtiene un calado superior al calado crítico en el cuenco que es de 1.46 metros. Este resultado es incorrecto, puesto que, una única curva de remanso no puede sobrepasar el calado crítico. Este valor erróneo nos indica que en 25 metros la H_2 que se desarrolla

se queda sin energía. Por tanto, en la sección 3, en la cual se modifica la sección y la pendiente, se genera una sección crítica que provoca un resalto hidráulico en el cuenco disipador.

Para localizar el resalto se calculan los calados de la H2 cada cinco metros, así como, sus calados conjugados. Además, en la sección 3 tiene lugar el calado crítico y se desarrolla hacia aguas arriba una H2. Se calculan también sus calados cada 5 metros.

El calado crítico en la sección del cuenco con un ancho de 12 metros es de 1.46 metros:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB^2}} = \sqrt[3]{\frac{66^2}{9.81 \cdot 12^2}} = 1.46 \text{ m}$$

Para obtener los calados conjugados se emplea la fórmula de Bélanger:

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \cdot \left[\sqrt{1 + 8 \cdot F_1^2} - 1 \right]$$

Donde y_2 es el calado conjugado en metros, y_1 el calado en la curva de remanso en metros y F_1 el número de Froude de éste último calado.

El resalto hidráulico originado es el siguiente:

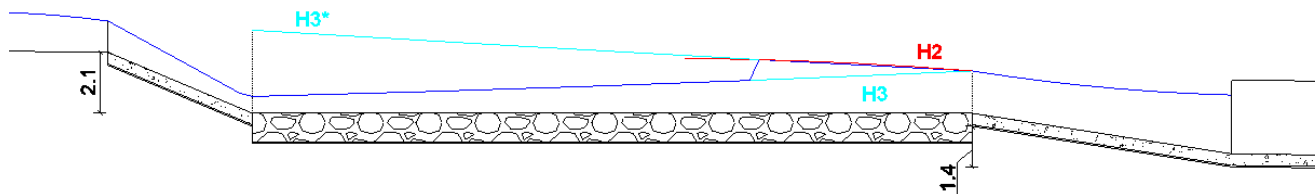


Fig. 8. Comportamiento de la lámina libre en azul oscuro donde se aprecia el resalto hidráulico

Se llega a la conclusión de que el resalto se origina a 16.36 metros del inicio del cuenco con $y_1=1.1$ metros. Esto supone un calado conjugado $y_2=1.8$ metros aproximadamente y un Froude de 1.52.

La tabla de recomendaciones del U.S Bureau of Reclamation (USBR) permite calcular una longitud aproximada del resalto. Basándose en ella, se obtiene una longitud de 7.2 metros.

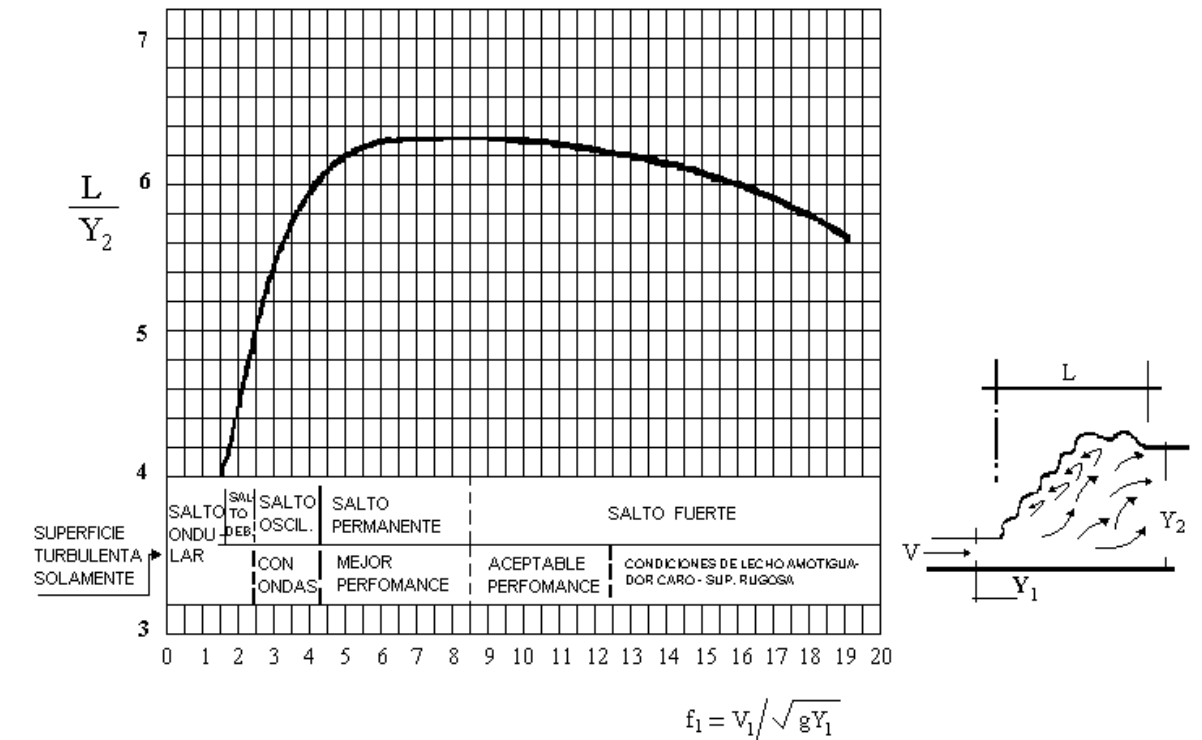


Fig. 9. Tabla de recomendaciones del USBR

$$F_1 = 1.52$$

$$\frac{L}{y_2} = 4 \rightarrow L = y_2 \cdot 4 = 1.8 \cdot 4 = 7.2 \text{ m}$$

Por tanto, el resalto tiene lugar en el interior del cuenco.

Se continúa con los cálculos aguas abajo de la sección crítica, tras la caída de 1.4 metros:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB^2}} = \sqrt[3]{\frac{66^2}{9.81 \cdot 12^2}} = 1.46 \text{ m}$$

$$H_{03} = H_{oc} = \frac{3}{2} \cdot y_c = \frac{3}{2} \cdot 1.46 = 2.18 \text{ m}$$

$$H_{04} = 2.18 + 1.4 = 3.58 \text{ m}$$

¿Es suficiente la energía adquirida en la sección 4 para pasar a la sección del cajón con un ancho de 6 metros?

$$y_{c \text{ cajón}} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB^2}} = \sqrt[3]{\frac{66^2}{9.81 \cdot 6^2}} = 2.31 \text{ m}$$

$$H_{0c \text{ cajón}} = \frac{3}{2} \cdot y_c = \frac{3}{2} \cdot 2.31 = 3.47 \text{ m}$$

$$H_{04} = 3.58 \text{ m} > H_{0c \text{ cajón}} = 3.47 \text{ m} \rightarrow \text{Pasa el estrechamiento}$$

Cabe destacar que el estrechamiento se ejecuta con una relación 1:5 que permite un buen encauzamiento de la líneas de corriente y que las pérdidas por el cambio de sección sean mínimas. Además, previamente se pasa por la sección crítica que reorganiza el flujo y se produce en una corta longitud de 9 metros. Por ello, se considera que las pérdidas en el estrechamiento son mínimas y se puede trabajar con energías entre la sección 3 y 4.

El nuevo calado en régimen rápido asociado a una energía específica de 3.54 metros y un ancho de 6 metros es de 2.03 metros:

$$H_{04} = y + \frac{Q^2}{2gB^2y^2} \rightarrow 3.58 = y + \frac{66^2}{2 \cdot 9.81 \cdot 6^2 \cdot y^2} \rightarrow y = 2.03 \text{ m}$$

El cajón comienza a la cota 6.14 metros. La pendiente que mejor se ajusta al terreno existente y que nos permite llegar a la cámara de presurización con una altura adecuada es $I=0.013$. Con la fórmula de Manning se calcula su calado normal que resulta de 2.02 metros.

Q (m3/s)	I	B (m)	n Manning	y (m)	V (m/s)	F
66	0,013	2	0,016	2,02	5,45	1,225

La velocidad y el número de Froude también son aceptables.

Por tanto, la entrada al cajón se realiza con un calado casi idéntico al calado normal del cajón, lo que supone que se alcanza inmediatamente el régimen uniforme y garantizando que la velocidad es apropiada en todo el cajón.

Desde la embocadura hasta la cámara de presurización el trazado en planta del cajón no puede ser totalmente rectilíneo, sino que, aproximadamente en el P.K. 0+400 se realiza un giro de unos 7°. Ante este pequeño giro el régimen rápido puede generar diversas familias de ondas que perturban las líneas de corriente y provocan a un flujo incontrolado. El régimen rápido que se tiene no es muy preocupante, ya que, el número de Froude no es muy elevado, es de 1.23. No obstante, para evitar posibles problemas se debe tener en cuenta la siguiente cuestión geométrica: el ángulo formado entre el trazado del encauzamiento antes de la curva y la esquina opuesta de la curva debe ser igual al ángulo que forman la velocidad del flujo (v) y la celeridad de la onda (c).

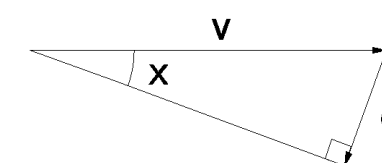


Fig. 10. Ángulo a formar (x) entre las esquinas de la curva para evitar el surgimiento de familias de perturbaciones

Para hallar el ángulo x requerido nos basamos en la Figura 9. Se observa que el ángulo buscado es igual a la inversa del número de Froude:

$$\text{sen}(x) = \frac{c}{v} = \frac{1}{v/c} = \frac{1}{F}$$

Si se consigue que el ángulo entre esquinas sea igual a x el rebote de las ondas se produce directamente con la esquina opuesta y únicamente se genera una familia de ondas en lugar de varias provocando unas perturbaciones mucho menores.

En este caso, como antes se ha comentado, el número de Froude del flujo es de 1.225. Si aplicamos la fórmula anterior se determina que el ángulo entre esquinas debe ser de 54.6°.

$$\text{sen}(x) = \frac{c}{v} = \frac{1}{v/c} = \frac{1}{F} = \frac{1}{1.225} \rightarrow x = 54.6^\circ$$

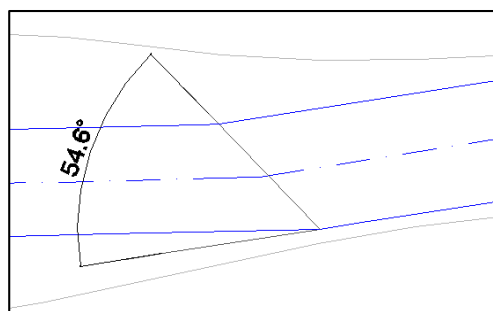


Fig. 11. Aplicación al diseño en plano "3.2. Planta"

Como ya se ha explicado, en la cámara se impone un régimen lento; sin embargo, el flujo procedente del cajón llega en régimen rápido lo que provocará un resalto hidráulico. Así que por último, se comprueba que el cajón llega con una cota suficiente como para que el resalto hidráulico se produzca dentro de la cámara y no en el cajón.

El cajón comienza en el P.K. 0+707.9 con una cota de 6.19 metros, tiene una longitud aproximada de 430 metros y una pendiente $I=0.013$, de manera que, a la cámara se llega con una cota de +0.56 metros.

En el tramo final del cajón el flujo ya ha alcanzado el régimen uniforme, por lo que llega con un calado de 2.02 metros y una energía específica de:

$$H_o = y + \frac{Q^2}{2gB^2y^2} = 2.02 + \frac{66^2}{2 \cdot 9.81 \cdot 6^2 \cdot 2.02^2} = 3.53 \text{ m}$$

La energía total en la cámara es de 3.2 metros, así que, la cota mínima de solera es la diferencia entre ambas energías:

$$\text{Cota mínima de solera} = 3.53 - 3.2 = +0.33 \text{ m}$$

Se cumple sobradamente con esta exigencia. Se calcula el resalto que tiene lugar:

De la cota +0.56 metros a -1.1 metros a la que se encuentra la solera de la cámara, se produce una caída de 1.66 metros, por lo que la energía en este punto es de:

$$H_o = 3.53 + 1.66 = 5.19 \text{ m}$$

Además, se lleva a cabo un ensanchamiento de 6.6 metros del cajón a 8.2 metros de la cámara a lo largo de cuatro metros, siguiendo una relación 1:5. Por tanto, el nuevo calado será de:

$$H_o = y + \frac{Q^2}{2gB^2y^2} \rightarrow 5.19 = y + \frac{66^2}{2 \cdot 9.81 \cdot 8.2^2 \cdot y^2} \rightarrow y = 0.85 \text{ m}$$

El conjugado de 0.85 metros es:

$$y^* = \frac{y}{2} \left(\sqrt{1 + 8F^2} - 1 \right) = \frac{0.85}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \cdot 3.28^2} - 1 \right) = 3.54 \text{ m}$$

El calado impuesto en la cámara es de 4.09 metros, es decir, mayor que el calado conjugado resultante de 3.54 metros. Esto quiere decir que el resalto tendrá lugar durante la caída. Tal y como se explica en el libro "Energy Dissipators (1995)" de Daniel L. Vischer y Willi H. Hager para calcular la longitud en este tipo de resaltos se cuenta con la siguiente fórmula:

$$\frac{L_j}{L_j^*} = \exp\left(-\frac{4}{3} \cdot \theta\right)$$

Donde L_j es la longitud del resalto a media caída en metros, L_j^* es la longitud del resalto ordinario en metros y θ es el ángulo que forma la caída con la horizontal en radianes.

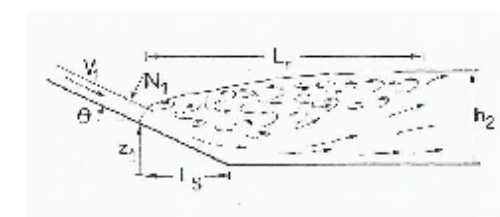


Fig. 12. Resalto hidráulico que se inicia en pendiente. FUENTE: "Energy Dissipators (1995)" de Daniel L. Vischer y Willi H. Hager

El resalto ordinario generaría un número de Froud de 3.28. Siguiendo la tabla de recomendaciones del USBR, el resalto tendría una longitud de 19.5 metros:

$$F_1 = 3.28$$

$$\frac{L}{y_2} = 5.5 \rightarrow L = y_2 \cdot 5.5 = 3.54 \cdot 5.5 = 19.5 \text{ m}$$

Por tanto, el resalto producido tendrá una longitud de 11.3 metros:

$$\theta = \arctan\left(\frac{1.74}{4}\right) = 23.5^\circ = 0.41 \text{ rad}$$

$$\frac{L_j}{L_j^*} = \exp\left(-\frac{4}{3} \cdot \theta\right) \rightarrow \frac{L_j}{19.5} = \exp\left(-\frac{4}{3} \cdot 0.41\right) \rightarrow L_j = 11.3 \text{ m}$$

Así pues, el resalto se genera dentro de la cámara en la zona sin tabiques que es lo que se buscaba.

5 CÁLCULO DEL COLECTOR DE LA AV. MARINA BAIXA

Para proteger totalmente la zona urbana aguas abajo del barranco, además del encauzamiento realizado, se debe recoger el caudal que baja por la Av. Marina Baixa aguas arriba de la confluencia.

El estudio hidrológico realizado por *Laia Llin Esteller* en su trabajo final de grado “*Estudio de soluciones para el encauzamiento del barranco de la cala, (Finestrat, Alicante). Análisis hidrológico*” determina que para un período de retorno de 500 años, el caudal pico que discurre por esta calle sería de 7.4 m³/s. Permitir que este caudal discurra libremente por la vía causaría daños en viviendas y comercios. Para evitar esta situación, se decide instalar en la calzada de la Av. Marina Baixa unas rejas que permitan que ese caudal caiga a un colector que transportará el flujo hasta la cámara de presurización. De esta manera, el caudal captado será vertido al mar mediante tuberías y junto con el caudal procedente del barranco.

El colector verterá el en la zona en la que se produce el resalto hidráulico dentro de la cámara de presurización, de manera que, las turbulencias que originará este nuevo caudal se mezclen con las del resalto.

El vertido no debe producirse muy cerca del inicio del resalto, ya que, en su inicio las oscilaciones existentes son muy fuertes y podrían remontar ondas hacia el interior del colector. Sin embargo, tampoco se debe realizar demasiado lejos para no perturbar el flujo que debe entrar en las tuberías. Teniendo en cuenta que la longitud del resalto es de 11.3 metros se decide que el cajón verterá a unos 6 metros de su inicio.

El principal condicionante en el diseño del colector, es que el agua del interior de la cámara no anegue la salida del colector. Para conseguir este objetivo, éste se debe colocar a una altura determinada: teniendo en cuenta en que el máximo nivel de agua impuesto en la cámara se encuentra a la cota +3 metros, se requiere que el calado normal del colector sea mayor que ese nivel.

Otro factor limitante es la cota existente en la calle la cual no se quiere modificar. La diferencia de cota entre el inicio y el final del colector es muy escasa, así que, el diseño queda muy condicionado. La cota donde se produce la toma de caudal en la Av. Marina Baixa es de 2,5 m.s.n.m.

Esta limitación entre rasantes obliga a optar por una solución con un cajón rectangular. Las dimensiones escogidas son 2.2x1.45 m² con una pendiente de $I = 0.0034$. Con estos valores el calado crítico es de 1.05 metros y, aplicando la ecuación de Manning, el calado normal es de 1.3 metros.

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB^2}} = \sqrt[3]{\frac{7.4^2}{9.81 \cdot 2.2^2}} = 1.46 \text{ m}$$

$$V = \frac{1}{n} \cdot R_H^{1/3} \cdot I^{1/2} \rightarrow y_o = 1.3 \text{ m}$$

Se coloca la clave del cajón 5 centímetros por debajo de la clave de la cámara. De manera que, el nivel máximo de cota alcanzable en la cámara, de cota +3 m.s.n.m., queda a 1.25 metros por encima de la solera del colector. Como este calado es menor que el calado normal, la curva de remanso que se desarrollaría hacia aguas arriba del cajón sería una S2. Esto garantiza que el cajón no entrará en presión y tendrá energía suficiente para que se produzca el vertido.

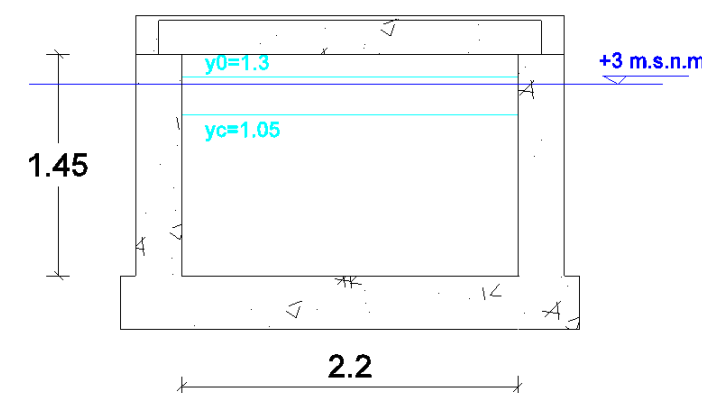


Fig. 13. Dimensiones del cajón con los calados crítico y normal respecto al nivel más desfavorable de agua en la cámara

Tras calcular hacia aguas arriba del cajón la S2 que se origina se determina que los calados aumentan muy lentamente y no se llega a alcanzar el régimen uniforme. El calado en la sección final del colector, situada en la Av. Marina Baixa, es de 1.27 metros.

Para observar mejor el comportamiento de la lámina de agua se ha representado la misma sobre el perfil longitudinal del colector. El resultado se muestra en la Fig. 13. donde en rojo se distingue el calado normal de 1.3 metros y se observa que en el P.K. 0+030.3 no se llega a alcanzar, si no que se queda en un calado de 1.27 metros.

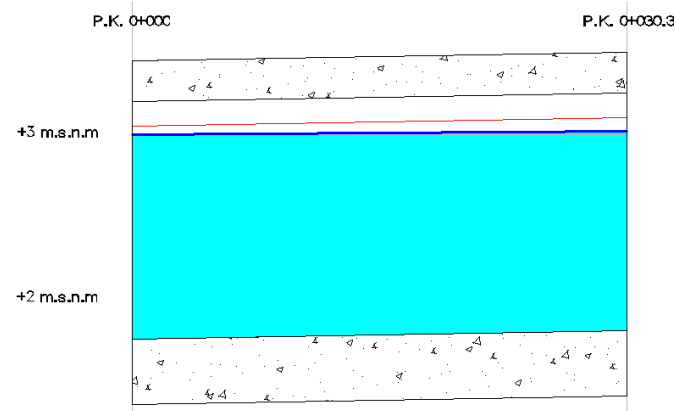


Fig. 14. Perfil lámina libre en colector visto sobre el perfil longitudinal con EH:1/1000, EV:1/100.

6 CÁLCULO CON HEC-RAS

6.1 Bases Teóricas del Programa

Una vez predimensionado el cajón enterrado y calculadas las curvas de remanso se comprueba el comportamiento hidráulico del encauzamiento en el “Paseo Barrando la Cala” con el programa informático HEC-RAS del U.S. Army Corps of Engineers. Esta comprobación únicamente es válida en el tramo en lámina libre, ya que, este programa no es válido para el flujo en presión.

Las hipótesis de cálculo de este software son las siguientes:

- El flujo es estacionario, es decir, los valores de las variables no dependen del tiempo.
- El flujo es gradualmente variado, por lo que, no hay cambios bruscos de las características hidráulicas y puede suponerse una distribución hidrostática de presiones.

- El flujo se considera unidimensional con corrección para la distribución horizontal de la velocidad, es decir, la velocidad es idéntica para todos los puntos de dicha sección.
- La pendiente del cauce ha de ser menor a un 10% debido a que la altura de presión se supone equivalente a la cota del agua medida verticalmente.
- La pendiente de la línea de energía es uniforme entre dos secciones transversales.

El modelo matemático HEC-RAS calcula el perfil de la superficie libre en régimen gradualmente variado según la metodología conocida como “Step-method”, enunciada en el libro *Chow, Ven Te: Hidráulica de los Canales Abiertos, McGraw Hill, 1994.*, en la que se integra la ecuación diferencial de primer grado de los perfiles en lámina libre:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - F^2}$$

Siendo S_0 es la pendiente de la solera del canal, S_f es la pendiente motriz y F es el número de Froude.

Este método aplica la ecuación de conservación de energía entre 2 secciones, expresando de forma explícita las pérdidas de carga:

$$y_2 + \frac{\alpha_2 + V_2^2}{2g} = y_1 + \frac{\alpha_1 + V_1^2}{2g} + \Delta H_{1-2}$$

Donde y es el calado, V es la velocidad media de la sección, α el coeficiente de velocidad de Coriolis y ΔH el término de pérdidas de carga, que incluyen tanto las pérdidas por fricción como las localizadas.

Las pérdidas por fricción son calculadas a partir de la expresión de Manning como:

$$\Delta H = \frac{v^2 \cdot n^2}{R_H^{4/3}} \cdot L = S_f \cdot L$$

Siendo n es el número de Manning, R_H el radio hidráulico de la sección, L la longitud del tramo.

El programa avalúa las pérdidas de energía a través de la siguiente expresión:

$$H_0 = L \cdot S_f + C \cdot \left[\frac{\alpha_2 + V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 + V_1^2}{2g} \right]$$

Siendo C un coeficiente que suele tomar valores, en los cauces de un río natural, de 0.3 a 1.0 en expansiones y de 0.1 a 0.6 en contracciones según la suavidad o brusquedad de las mismas.

Por tanto, para resolver la primera ecuación diferencial se necesita una condición de contorno que, mediante las dos siguientes, permita encontrar una solución por métodos iterativos.

6.2 Datos de Entrada al Programa

Para poder comenzar a realizar los cálculos con el programa se introducen una serie de datos relacionados con las características geométricas e hidráulicas del tramo a analizar.

Los datos de entrada introducidos son:

- Geometría de la sección: En primer lugar, se definen las secciones transversales que constituyen el encauzamiento. Su morfología se determina introduciendo los puntos que la forman de izquierda a derecha vistas desde aguas arriba, así como, la distancia entre secciones.
- Coeficiente de pérdidas de energía por expansión o contracción: El programa está pensado para ser empleado en cauces de ríos y define por defecto un valor del coeficiente de pérdidas de energía de 0.3 en expansiones y 0.1 en contracciones. No obstante, esta actuación se trata de un encauzamiento artificial en el que los cambios de sección se han diseñado cuidadosamente para que las pérdidas de energía puedan considerarse prácticamente nulas. Así que, los coeficientes de pérdidas de energía utilizados tienen un valor de cero.
- Caudal: Se debe determinar qué caudal es el que se quiere analizar. En este caso, se le introduce el caudal de diseño que es de $66 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Condiciones de contorno: Para poder resolver la ecuación diferencial sobre la que el programa desarrolla sus cálculos, es necesaria una condición de contorno. El programa permite insertar dos condiciones de contorno: una a aguas arriba y otra a aguas abajo.

En este caso, se tienen dos condiciones de contorno impuestas. Por un lado, el flujo en régimen rápido se encuentra controlado desde aguas arriba por la sección crítica, en el ancho de 10 metros, que se origina debido al fuerte estrechamiento que tiene lugar al principio del

“Paseo Barranco de la Cala”. Por otro lado, la cámara de presurización impone un régimen lento con un calado de 4,09 metros para garantizar una velocidad baja del flujo.

Por tanto, las condiciones de contorno introducidas al programa son:

- Aguas arriba: calado crítico en la sección de 10 metros de anchura.
- Aguas abajo: se impone un calado conocido. Se debe introducir la elevación respecto a la cota que se tenga de referencia, que en este caso es de +0 m.s.n.m. Así que, como el calado de 4.09 metros está referido desde la cota -1.1 m.s.n.m., la elevación a introducir es de 2.99 metros.
- Tipo de régimen: Se debe indicar si el flujo discurre en régimen lento, rápido o mixto. Como en el transcurso del tramo se produce un cambio de régimen rápido a régimen lento, se introduce que el régimen que tiene lugar es un régimen mixto.

6.3 Resultados

Una vez introducidos los datos de entrada se ejecutan los cálculos del régimen estacionario y gradualmente variado que obtendrá las curvas de remanso.

Los resultados del programa coinciden con los cálculos realizados a mano. Por tanto, el encauzamiento se comporta tal y como se había previsto. Se verifica que la lámina de agua no desborda en el primer tramo en el que se ha ejecutado el murete en el paseo lateral y que en el cajón se alcanza inmediatamente el régimen uniforme.

A continuación, se muestran los resultados obtenidos.

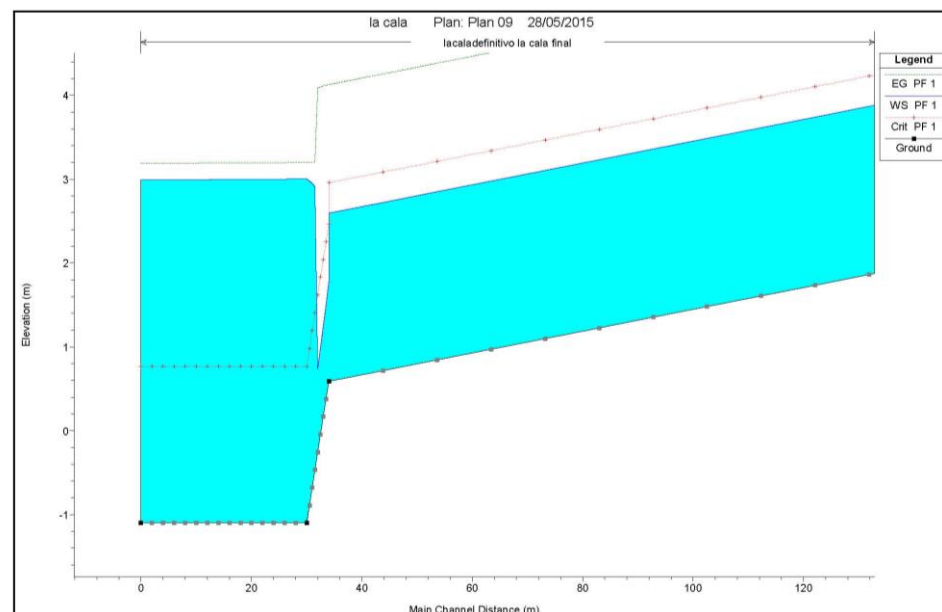
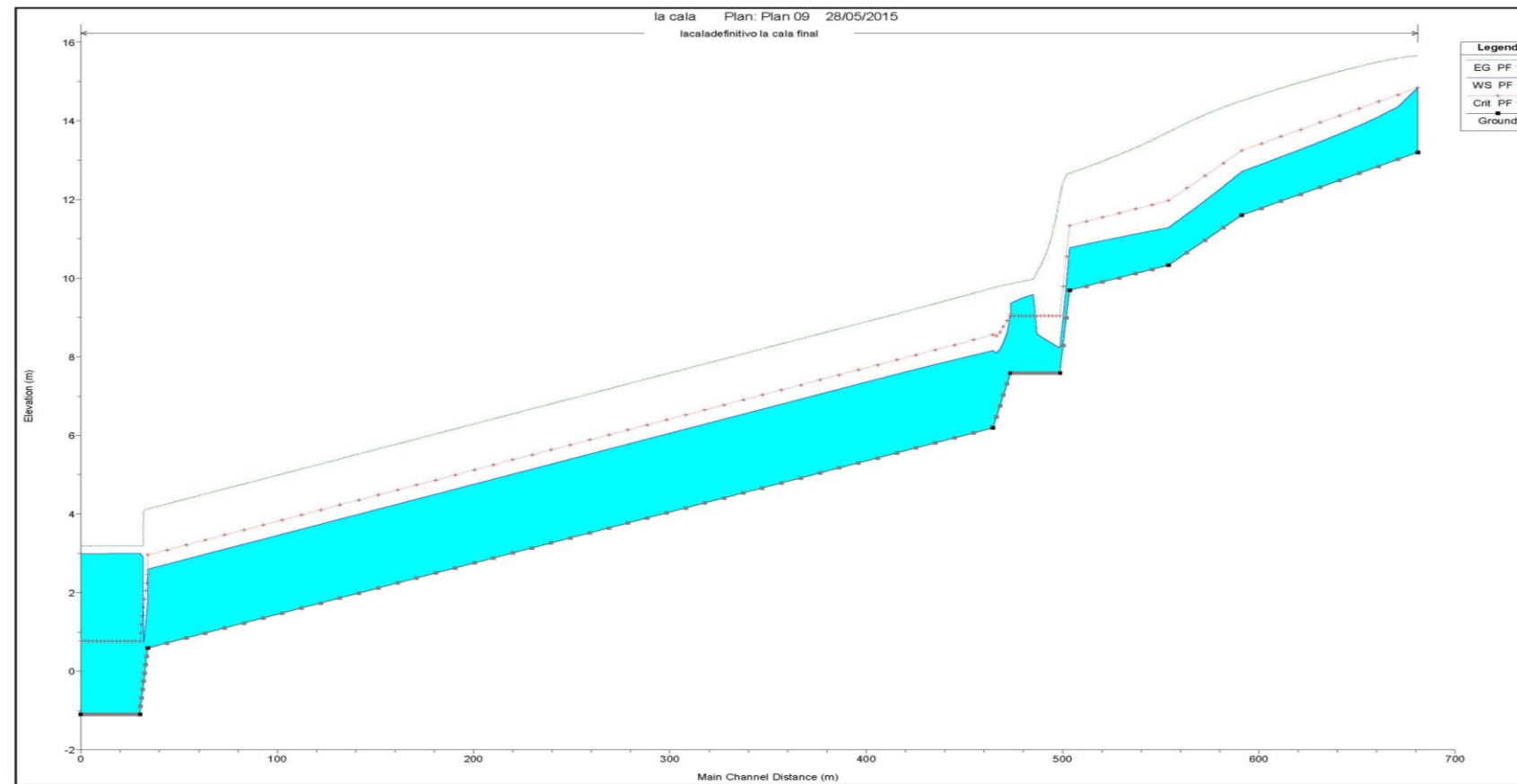
1. TABLA DE RESULTADOS

Tramo	Sección transversal	Q (m3/s)	Cota Solera (m)	Cota lámina de agua (m)	Calado (m)	Cota Yc (m)	Cota de energía (m)	Pendiente de energía (m/m)	Velocidad (m/s)	Área mojada (m2)	Ancho (m)	Froude
La Cala	651	66	13,2	14,84	1,64	14,84	15,67	0,004905	4,03	16,38	10	1
La Cala	641.*	66	13,02	14,36	1,34	14,66	15,6	0,009122	4,94	13,35	10	1,37
La Cala	631.*	66	12,84	14,1	1,26	14,48	15,5	0,010903	5,24	12,59	10	1,49
La Cala	621.*	66	12,67	13,88	1,21	14,31	15,39	0,012244	5,44	12,13	10	1,58
La Cala	611.*	66	12,49	13,67	1,18	14,13	15,26	0,013298	5,59	11,8	10	1,64
La Cala	601.*	66	12,31	13,47	1,16	13,95	15,12	0,01412	5,7	11,58	10	1,69
La Cala	591.*	66	12,13	13,27	1,14	13,77	14,98	0,014798	5,79	11,4	10	1,73
La Cala	581.*	66	11,96	13,08	1,12	13,59	14,83	0,015333	5,86	11,27	10	1,76
La Cala	571.*	66	11,78	12,89	1,11	13,42	14,68	0,015792	5,91	11,16	10	1,79
La Cala	561	66	11,6	12,71	1,11	13,24	14,51	0,01613	5,95	11,09	10	1,8
La Cala	551.75*	66	11,28	12,33	1,05	12,92	14,35	0,019159	6,29	10,49	10	1,96
La Cala	542.5*	66	10,96	11,97	1,01	12,6	14,16	0,021711	6,55	10,07	10	2,08
La Cala	533.25*	66	10,65	11,63	0,98	12,29	13,95	0,023825	6,75	9,78	10	2,18
La Cala	524	66	10,33	11,28	0,95	11,97	13,72	0,025654	6,91	9,55	10	2,26
La Cala	515.5*	66	10,22	11,2	0,98	11,86	13,51	0,023575	6,73	9,81	10	2,17
La Cala	507.*	66	10,12	11,12	1	11,76	13,32	0,021845	6,56	10,05	10	2,09
La Cala	498.5*	66	10,01	11,04	1,03	11,65	13,14	0,020457	6,43	10,27	10	2,02
La Cala	490.*	66	9,9	10,95	1,05	11,54	12,98	0,019279	6,31	10,47	10	1,97
La Cala	481.5*	66	9,8	10,86	1,06	11,44	12,82	0,018264	6,2	10,65	10	1,92
La Cala	473	66	9,69	10,77	1,08	11,33	12,67	0,017418	6,1	10,82	10	1,87
La Cala	468	66	7,59	8,19	0,6	9,04	12,43	0,375922	9,12	7,23	12	3,75
La Cala	465.6*	66	7,59	8,26	0,67	9,04	11,65	0,262583	8,16	8,09	12	3,17
La Cala	463.2*	66	7,59	8,34	0,75	9,04	11,1	0,189495	7,36	8,96	12	2,72
La Cala	460.8*	66	7,59	8,41	0,82	9,04	10,69	0,139962	6,69	9,86	12	2,36
La Cala	458.4*	66	7,59	8,49	0,9	9,04	10,4	0,105166	6,12	10,79	12	2,06
La Cala	456.*	66	7,59	8,57	0,98	9,04	10,17	0,079607	5,6	11,79	12	1,8
La Cala	453.6*	66	7,59	8,66	1,07	9,04	10	0,060067	5,12	12,89	12	1,58
La Cala	451.2*	66	7,59	9,45	1,86	9,04	9,9	0,01101	2,95	22,38	12	0,69
La Cala	448.8*	66	7,59	9,4	1,81	9,04	9,87	0,012105	3,04	21,69	12	0,72
La Cala	446.4*	66	7,59	9,32	1,73	9,04	9,84	0,013711	3,17	20,81	12	0,77
La Cala	444	66	7,59	9,22	1,63	9,04	9,8	0,016654	3,38	19,52	12	0,85
La Cala	443	66	7,54	9,05	1,51	9,05	9,8	0,004774	3,84	17,17	11,4	1
La Cala	439.75*	66	7,2	8,52	1,32	8,83	9,78	0,00951	4,98	13,26	10,05	1,38
La Cala	436.5*	66	6,87	8,27	1,4	8,66	9,76	0,011807	5,42	12,18	8,7	1,46
La Cala	433.25*	66	6,53	8,13	1,6	8,54	9,73	0,013083	5,6	11,78	7,35	1,41
La Cala	430	66	6,19	8,25	2,06	8,49	9,7	0,012376	5,34	12,36	6	1,19
La Cala	421.*	66	6,06	8,11	2,05	8,37	9,58	0,012576	5,38	12,28	6	1,2
La Cala	412.*	66	5,94	7,97	2,03	8,24	9,46	0,01274	5,4	12,21	6	1,21
La Cala	403.*	66	5,81	7,84	2,03	8,11	9,33	0,012828	5,42	12,18	6	1,21
La Cala	394.*	66	5,68	7,71	2,03	7,98	9,21	0,012797	5,41	12,19	6	1,21
La Cala	385.*	66	5,55	7,59	2,04	7,86	9,08	0,012775	5,41	12,2	6	1,21

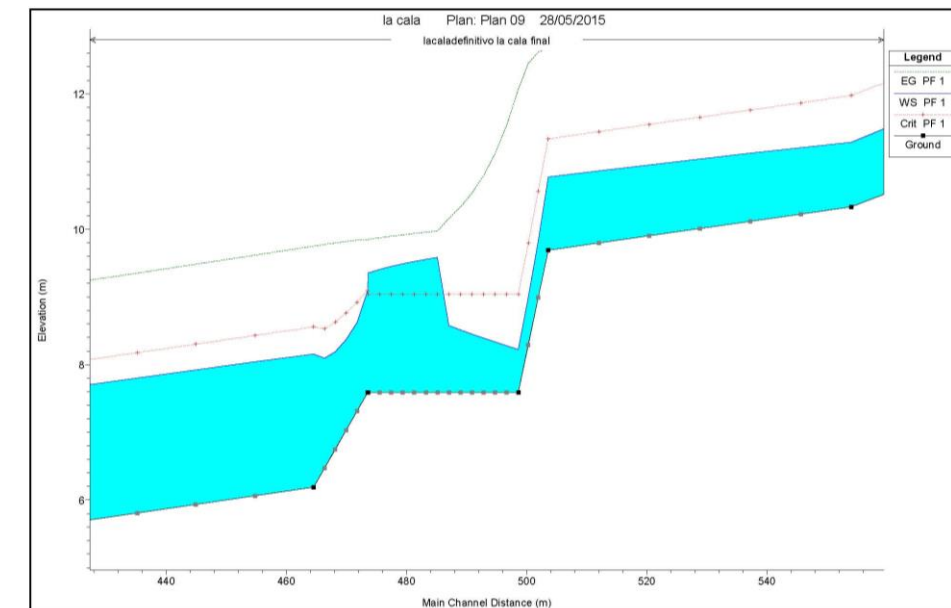
La Cala	376.*	66	5,43	7,45	2,02	7,73	8,95	0,012872	5,43	12,16	6	1,22
La Cala	367.*	66	5,3	7,33	2,03	7,6	8,83	0,012846	5,42	12,17	6	1,22
La Cala	358.*	66	5,17	7,2	2,03	7,48	8,7	0,012831	5,42	12,18	6	1,21
La Cala	349.*	66	5,05	7,08	2,03	7,35	8,57	0,012808	5,42	12,19	6	1,21
La Cala	340.*	66	4,92	6,94	2,02	7,22	8,45	0,012902	5,43	12,15	6	1,22
La Cala	331.*	66	4,79	6,82	2,03	7,09	8,32	0,012881	5,43	12,16	6	1,22
La Cala	322.*	66	4,66	6,69	2,03	6,97	8,19	0,012871	5,43	12,16	6	1,22
La Cala	313.*	66	4,54	6,56	2,02	6,84	8,06	0,01294	5,44	12,13	6	1,22
La Cala	304.*	66	4,41	6,43	2,02	6,71	7,94	0,012927	5,44	12,14	6	1,22
La Cala	295.*	66	4,28	6,3	2,02	6,58	7,81	0,012918	5,44	12,14	6	1,22
La Cala	286.*	66	4,15	6,18	2,03	6,46	7,68	0,012912	5,43	12,15	6	1,22
La Cala	277.*	66	4,03	6,05	2,02	6,33	7,55	0,012886	5,43	12,15	6	1,22
La Cala	268.*	66	3,9	5,93	2,03	6,2	7,43	0,012873	5,43	12,16	6	1,22
La Cala	259.*	66	3,77	5,8	2,03	6,08	7,3	0,012856	5,42	12,17	6	1,22
La Cala	250.*	66	3,65	5,67	2,02	5,95	7,17	0,012841	5,42	12,17	6	1,22
La Cala	241.*	66	3,52	5,54	2,02	5,82	7,05	0,012922	5,44	12,14	6	1,22
La Cala	232.*	66	3,39	5,41	2,02	5,69	6,92	0,012905	5,43	12,15	6	1,22
La Cala	223.*	66	3,26	5,29	2,03	5,57	6,79	0,012893	5,43	12,15	6	1,22
La Cala	214.*	66	3,13	5,16	2,03	5,44	6,66	0,012865	5,43	12,16	6	1,22
La Cala	205.*	66	3,01	5,04	2,03	5,31	6,53	0,012853	5,42	12,17	6	1,22
La Cala	196.*	66	2,88	4,91	2,03	5,18	6,41	0,012833	5,42	12,18	6	1,21
La Cala	187.*	66	2,75	4,78	2,03	5,06	6,28	0,012811	5,42	12,18	6	1,21
La Cala	178.*	66	2,63	4,65	2,02	4,93	6,15	0,012903	5,43	12,15	6	1,22
La Cala	169.*	66	2,5	4,52	2,02	4,8	6,03	0,012888	5,43	12,15	6	1,22
La Cala	160.*	66	2,37	4,4	2,03	4,68	5,9	0,012873	5,43	12,16	6	1,22
La Cala	151.000*	66	2,24	4,27	2,03	4,55	5,77	0,012856	5,42	12,17	6	1,22
La Cala	142.000*	66	2,12	4,15	2,03	4,42	5,64	0,012828	5,42	12,18	6	1,21
La Cala	133.*	66	1,99	4,02	2,03	4,29	5,52	0,012806	5,42	12,19	6	1,21
La Cala	124.000*	66	1,86	3,9	2,04	4,17	5,39	0,012779	5,41	12,2	6	1,21
La Cala	115.000*	66	1,73	3,76	2,03	4,04	5,26	0,012874	5,43	12,16	6	1,22
La Cala	106.000*	66	1,61	3,64	2,03	3,91	5,13	0,012854	5,42	12,17	6	1,22
La Cala	97.0000*	66	1,48	3,51	2,03	3,78	5,01	0,012835	5,42	12,17	6	1,21
La Cala	88.0000*	66	1,35	3,38	2,03	3,66	4,88	0,012813	5,42	12,18	6	1,21
La Cala	79.0000*	66	1,23	3,25	2,02	3,53	4,75	0,012905	5,43	12,15	6	1,22
La Cala	70.0000*	66	1,1	3,12	2,02	3,4	4,63	0,012889	5,43	12,15	6	1,22
La Cala	61.0000*	66	0,97	3	2,03	3,28	4,5	0,012875	5,43	12,16	6	1,22
La Cala	52.0000*	66	0,84	2,87	2,03	3,15	4,37	0,012859	5,43	12,17	6	1,22
La Cala	43.0000*	66	0,72	2,74	2,02	3,02	4,25	0,012932	5,44	12,14	6	1,22
La Cala	34	66	0,59	2,61	2,02	2,89	4,12	0,012922	5,44	12,14	6	1,22
La Cala	31	66	0,59	1,78	1,19	2,47	4,12	0,013132	6,78	9,74	8,2	1,99
La Cala	30.875*	66	0,38	1,5	1,12	2,25	4,11	0,015463	7,15	9,23	8,2	2,15
La Cala	30.75*	66	0,17	1,24	1,07	2,04	4,1	0,017808	7,49	8,81	8,2	2,31
La Cala	30.625*	66	-0,04	0,99	1,03	1,83	4,09	0,020175	7,8	8,46	8,2	2,45
La Cala	30.5*	66	-0,26	0,74	1	1,62	4,08	0,022581	8,1	8,15	8,2	2,59
La Cala	30.375*	66	-0,47	2,91	3,38	1,41	3,2	0,00064	2,38	27,68	8,2	0,41
La Cala	30.25*	66	-0,68	2,95	3,63	1,19	3,2	0,000527	2,22	29,73	8,2	0,37
La Cala	30.125*	66	-0,89	2,98	3,87	0,98	3,2	0,000443	2,08	31,71	8,2	0,34
La Cala	30	66	-1,1	3	4,1	0,77	3,2	0,000378	1,96	33,64	8,2	0,31

La Cala	28.*	66	-1,1	3	4,1	0,77	3,2	0,000378	1,96	33,63	8,2	0,31
La Cala	26.*	66	-1,1	3	4,1	0,77	3,2	0,000379	1,96	33,63	8,2	0,31
La Cala	24.*	66	-1,1	3	4,1	0,77	3,2	0,000379	1,96	33,62	8,2	0,31
La Cala	22.*	66	-1,1	3	4,1	0,77	3,2	0,000379	1,96	33,61	8,2	0,31
La Cala	20.*	66	-1,1	3	4,1	0,77	3,19	0,000379	1,96	33,61	8,2	0,31
La Cala	18.*	66	-1,1	3	4,1	0,77	3,19	0,000379	1,96	33,6	8,2	0,31
La Cala	16.*	66	-1,1	3	4,1	0,77	3,19	0,00038	1,96	33,59	8,2	0,31
La Cala	14.*	66	-1,1	3	4,1	0,77	3,19	0,00038	1,97	33,59	8,2	0,31
La Cala	12.*	66	-1,1	3	4,1	0,77	3,19	0,00038	1,97	33,58	8,2	0,31
La Cala	9.99999*	66	-1,1	2,99	4,09	0,77	3,19	0,00038	1,97	33,57	8,2	0,31
La Cala	8.*	66	-1,1	2,99	4,09	0,77	3,19	0,000381	1,97	33,57	8,2	0,31
La Cala	6.*	66	-1,1	2,99	4,09	0,77	3,19	0,000381	1,97	33,56	8,2	0,31
La Cala	4.*	66	-1,1	2,99	4,09	0,77	3,19	0,000381	1,97	33,55	8,2	0,31
La Cala	2.*	66	-1,1	2,99	4,09	0,77	3,19	0,000381	1,97	33,54	8,2	0,31
La Cala	0	66	-1,1	2,99	4,09	0,77	3,19	0,000381	1,97	33,54	8,2	0,31

2. PERFIL LONGITUDINAL

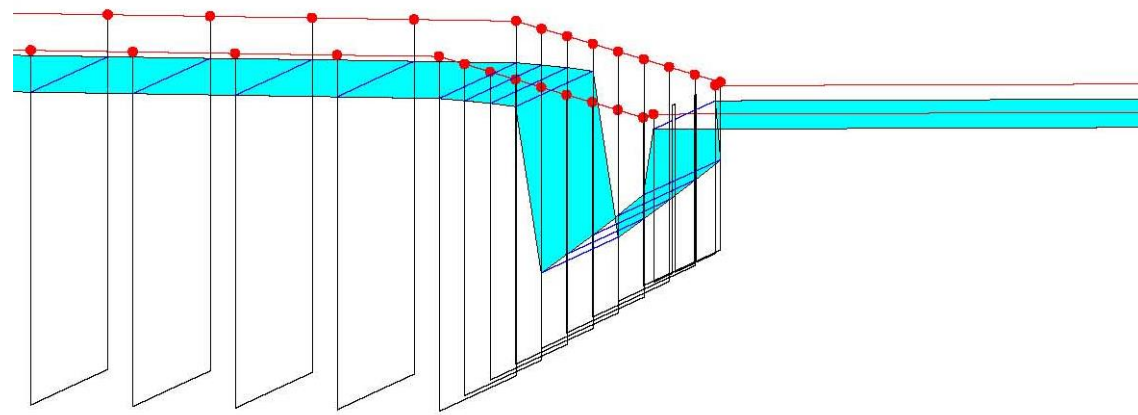
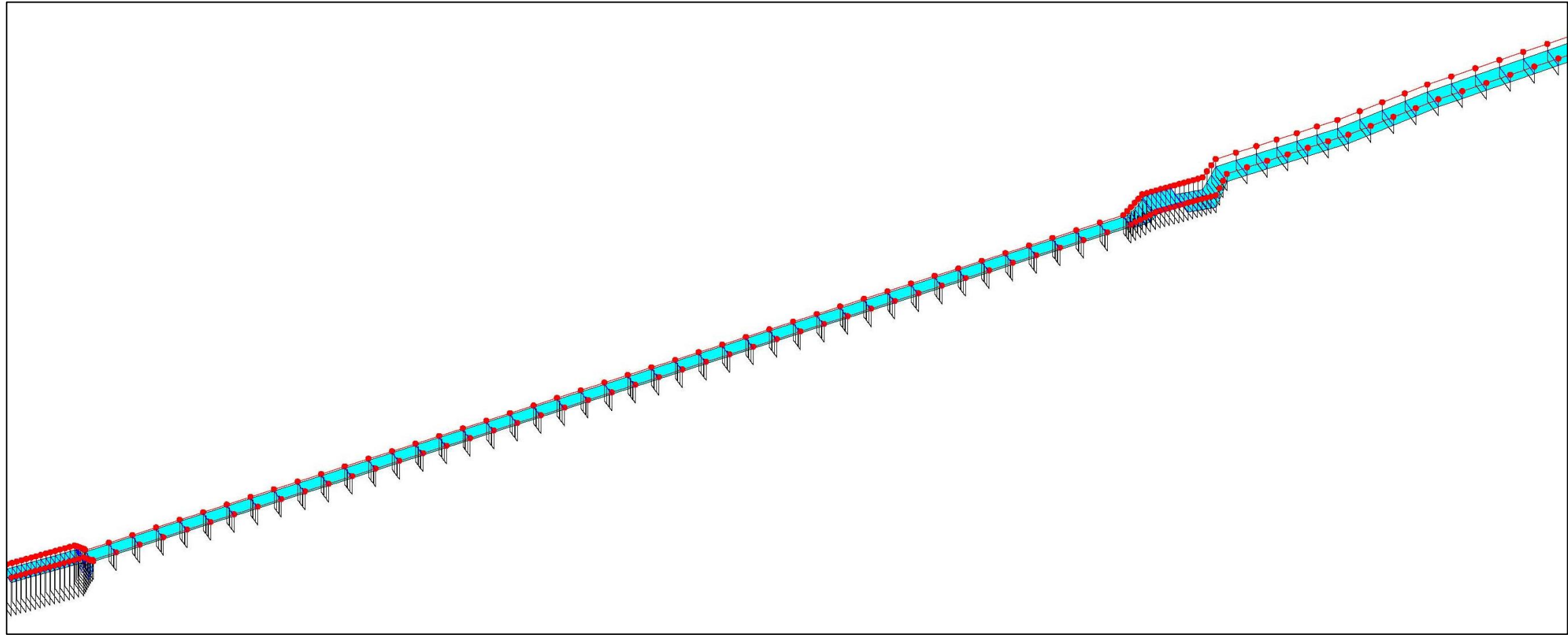


Detalle del resalto hidráulico en la cámara de presurización

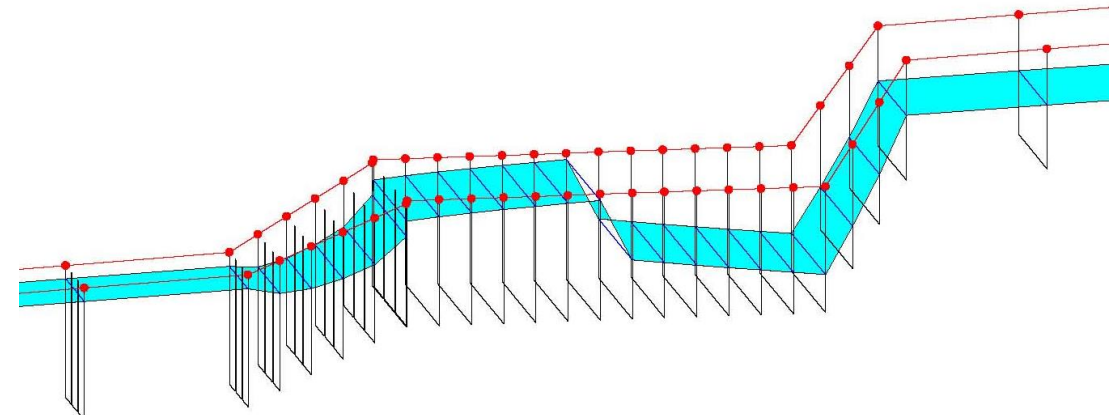


Detalle del resalto hidráulico en el cuenco de disipación

3. MODELO 3D



Detalle de la entrada en la cámara de presurización



Detalle del comportamiento hidráulico en el cuenco disipador

4. SECCIONES TRANSVERSALES

