



DOCUMENTO NÚMERO 1. MEMORIA

DOCUMENTO NÚMERO 1. MEMORIA

CAPÍTULO 1. GENERALIDADES

- 1.1.- ANTECEDENTES Y OBJETO
- 1.2.- ENCARGO
- 1.3.- ENTORNO DE ACTUACIÓN
- 1.4.- BASES DE PARTIDA Y NORMATIVA DE APLICACIÓN

CAPÍTULO 2. TRABAJOS REALIZADOS

- 2.1.- TOPOGRAFÍA
- 2.2.- ESTUDIO HIDROLÓGICO
- 2.3.- ESTUDIO HIDRÁULICO
- 2.4.- ORDENACIÓN DEL ESTUDIO Y DOCUMENTOS DE QUE CONSTA
- 2.5.- CONCLUSIÓN

ANEJO NÚMERO 1.- CÁLCULO DEL CAUDAL

ANEJO NÚMERO 2.- CÁLCULOS HIDRÁULICOS

DOCUMENTO NÚMERO 2. PLANOS

CAPÍTULO 1. GENERALIDADES

1.1.- ANTECEDENTES Y OBJETO

El presente Estudio se redacta como complemento al documento ya entregado denominado "Estudio de Inundabilidad en la Urbanización El Moro T.M. Martos (Jaén)" de fecha agosto de 2.010 y suscrito por la ICCP D^a Lourdes Martínez Juguera.

El objetivo del mismo es la **comprobación de la capacidad de la conducción existente en el afluente Innominado del arroyo Rioliche, que discurre por la Urbanización El Moro para la avenida extraordinaria de periodo de retorno 500 años.**

1.2.- ENCARGO

El presente documento se realiza por iniciativa de los arquitectos Antonio Estrella Lara y Jacinta Ortiz Miranda, redactores del mencionado Plan General de Ordenación Urbanística.

1.3.- ENTORNO DE ACTUACIÓN

1.3.1.- URBANIZACIÓN EL MORO

Esta urbanización linda al norte con el arroyo Rioliche (Eliche según la AAA y Bieliche según otras fuentes) y al este con un arroyo innominado que la AAA denomina del Moro. El afluente que nos ocupa es el que aparece señalado en la imagen, al que denominaremos Innominado 2.

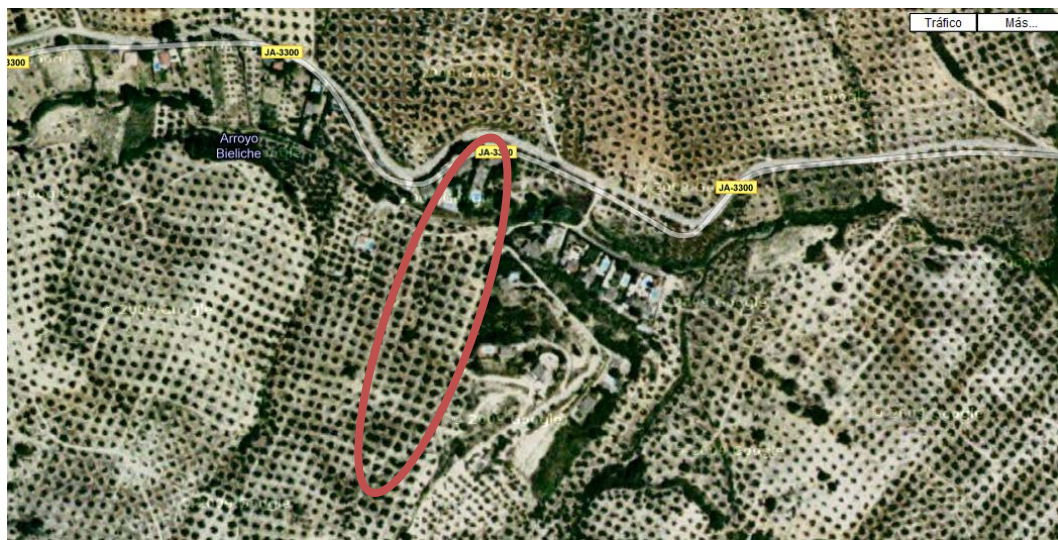


Ilustración 1.- Localización de la zona de estudio. Fuente: Google maps.

El arroyo se marca levemente en el terreno y se ha encauzado mediante una conducción de hormigón en masa de 300 mm de diámetro interior y mediante un cajón de 1 x 1 m interior en el tramo recto que desemboca en el río Eliche, según los datos proporcionados por el Cliente.

A continuación se muestran varias imágenes que caracterizan la zona.

Ilustración 2. Vista del tramo en cajón.



Ilustración 3. Vista de la salida del tubo de 300 de HM.



1.4.- BASES DE PARTIDA Y NORMATIVA DE APLICACIÓN

Como premisas previas se citan las isolíneas, en nuestro caso de precipitaciones máximas en 24h, publicados por la Dirección General de Carreteras en el texto "Máximas Precipitaciones de la España Peninsular" y el período de retorno a considerar.

Como es habitual se ha adoptado el período de retorno de 500 años para la avenida extraordinaria. A partir de ellos se realiza el cálculo del caudal de avenida.

CAPÍTULO 2. TRABAJOS REALIZADOS

2.1.- TOPOGRAFÍA

Se ha empleado la cartografía digital 1:2.000 de la Junta de Andalucía, proporcionada por el Cliente. Concretamente se ha utilizado la hoja E1-946 17-16.

2.2.- ESTUDIO HIDROLÓGICO

Puesto que el objeto del presente Anexo es completar el estudio de arroyos en la Urbanización El Moro, asumimos los cálculos hidrológicos del citado Estudio, por lo que adoptamos como valor de la precipitación de cálculo, 148 mm/d para la extraordinaria de 500 años.

2.2.1.- DATOS DE LA CUENCA VERTIENTES

Conocida la lluvia de cálculo, es preciso determinar las características físicas de la cuenca receptora. El plano de localización se adjunta en el Documento Planos.

Tabla 1. Caracterización de las cuencas

| CUENCA | SUPERFICIE (HA) | PTO. ALTO CUENCA (M) | DISTANCIA (M) | PTO. ALTO CAUCE (M) | DIS.CAUCE (M) | PTO.BAJO (M) |
|-----------------------|-----------------|----------------------|---------------|---------------------|---------------|--------------|
| AFLUENTE INNOMINADO 2 | 7,15 | 924,5 | 588 | 830 | 363 | 755 |

2.2.2.- CÁLCULO DEL CAUDAL DE AVENIDA

Careciéndose, como es lógico, de datos de aforo, el cálculo de caudal lo realizaremos por diversos métodos del tipo de los hidrometeorológicos, de forma que obtengamos una visión lo más amplia posible, que nos permita una definición acertada de los caudales previsibles.

2.2.2.1 MÉTODO RACIONAL

La sencilla formulación del Método Racional lo hace muy atrayente para los casos en los que no es preciso estudiar laminación y sólo interese el valor del caudal punta, que en este caso será de cálculo.

La expresión para el cálculo del caudal con este método es la siguiente:

$$Q = \frac{C \times I \times S}{K} \times K' \quad \text{siendo,}$$

Q = Caudal de cálculo en m³/seg

C = Coeficiente medio de escorrentía de la cuenca o superficie drenada

I = Intensidad media de precipitación correspondiente al periodo de retorno considerado y a un intervalo igual al tiempo de concentración, en mm/h

S = área de la cuenca en Km^2 , a no ser que existan pérdidas o aportaciones de importancia, tales como resurgencias o sumideros, en cuyo caso el cálculo del caudal Q deberá justificarse convenientemente.

K = coeficiente que depende de las unidades en las que se consideren los parámetros anteriormente descritos, en nuestro caso y para las unidades consignadas $K = 3,6$

K' = factor de corrección que adopta el valor de 1,2, atendiendo a que la hipótesis de lluvia neta constante admitida en el método racional no es real y en la práctica, existen variaciones en su reparto temporal que favorecen el desarrollo de los caudales punta. Sin embargo, en cuencas pequeñas (Tiempo de Concentración $< 6h$), la influencia de la variación temporal de la lluvia neta es secundaria y se puede reflejar con el factor K' , con lo que la expresión inicial quedaría como sigue:

$$Q = \frac{C \times I \times S}{3,6} \times 1,2$$

En el caso normal de cuencas en las que predomine el tiempo de recorrido de flujo caracterizado por una red de cauces definidos, el tiempo de concentración T_c (horas), se obtiene de la expresión:

$$T_c = 0,3 \times \left[\left(\frac{L}{J^{0,25}} \right)^{0,76} \right]$$

T_c = tiempo de concentración (horas)

L = longitud del cauce principal (kms)

J = pendiente media del cauce principal (m/m)

La intensidad de lluvia correspondiente a una duración t viene determinada por la aplicación de la fórmula de Yarnell y Hattaway, con los coeficientes deducidos por Jaime Nadal para el caso de España, conforme ha sido publicado por el entonces denominado Instituto Eduardo Torroja. Obtenemos:

$$I_t = 9,25 \times I_h \times t^{-0,55}, \text{ donde}$$

I_t = Intensidad para una duración del aguacero de (t minutos), en mm

I_h = Intensidad horaria, en mm

t = Duración del aguacero en minutos

Del análisis de los datos de lluvia se obtiene el valor de precipitación máxima diaria para un periodo de retorno determinado, y que en nuestro caso es de 5 años. La distribución de esta lluvia a lo largo del día no es conocida, y como ya se ha citado es constante, es decir que se supone que pasaríamos de datos de precipitación a intensidad, sin más que dividir entre 24 horas. Esta suposición es bastante errónea pues una vez que el aguacero alcanza una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca, el caudal aportado por la cuenca no aumenta considerando que no se interrumpe el normal discurrir de las aguas. Al no disponer de datos suficientes para configurar el hidrograma de la cuenca vertiente para aguaceros de distinta duración y trabajar con valores de precipitación y no de intensidad, diremos que para calcular la Intensidad correspondiente al tiempo de concentración por la fórmula de Yarnell y Hattaway

consideraremos que la intensidad horaria es el 25% de la diaria con lo que estamos suponiendo que es posible que las precipitaciones recogidas a lo largo de un día pueden haberse concentrado en tan sólo seis horas. De este modo la expresión que nos permite calcular la intensidad correspondiente a un tiempo de concentración dado queda como sigue:

$$I_t = 9,25 \times 0,25 \times Pmax_{24h} \times t^{-0,55}, \text{ donde}$$

I_{Tc} = Intensidad correspondiente al tiempo de concentración y periodo de retorno considerados, en mm

$Pmáx$ = Precipitación máxima diaria para el periodo de retorno considerado, en mm

Tc = Tiempo de concentración de la cuenca en estudio, en minutos

El último parámetro que nos queda por definir es el coeficiente de escorrentía que define la proporción de la componente superficial de la precipitación de intensidad I , y depende en líneas generales de las características de suelo, vegetación, topografía y precipitación.

En nuestro caso se ha tomado el coeficiente de escorrentía que resulta de aplicar el método de la 5.2-IC, teniendo presente la prescripción de la Agencia Andaluza del Agua de no considerar escorrentías inferiores a 0,65.

Los resultados obtenidos por aplicación de este método a la cuenca estudiada se recogen en el apéndice 1 del presente Documento. A continuación se presenta un resumen:

Tabla 2. Resumen de resultados por el Método Racional

| Cuenca | Tc (h) | I_{t500} (mm) | C | Q_{500} (m ³ /s) |
|--------------------------|----------|-----------------|------|-------------------------------|
| AFLUENTE INNOMINADO 2 | 0,19 | 90,43 | 0,65 | 1,40 |

2.2.2.2 MÉTODO DE LA INSTRUCCIÓN DE DRENAJE

Con fecha 23 de Mayo de 1.990, el B.O.E. publicaba la orden de 14 de mayo por la que se aprobaba la Instrucción 5.2 I.C. de Drenaje superficial, que con independencia de ser concebida para la aplicación al drenaje de Carreteras, significa una aportación, a nuestro juicio muy valiosa, a los métodos de cálculo de avenidas, en casos simplificados de cuencas pequeñas.

El tiempo de concentración es, según este método:

$$Tc = 0.3 \cdot \left(\frac{L}{J^{0.25}} \right)^{0.76}$$

La intensidad que recoge el método de la Instrucción de Carreteras, siempre considerando el periodo de retorno y tiempo de concentración considerados para el cálculo, adopta la siguiente expresión:

$$\frac{I_t}{I_d} = \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{\left(\frac{28^{0.1} - t^{0.1}}{28^{0.1} - 1} \right)} \text{ donde,}$$

I_t = intensidad media correspondiente al intervalo de duración t , en mm/h

I_d = intensidad media diaria correspondiente al periodo de retorno considerado $I_d = P_d/24$ en mm/h

P_d = precipitación máxima diaria correspondiente al periodo de retorno considerado

I_1 = la intensidad horaria de precipitación correspondiente a dicho periodo de retorno

El valor del ratio $\frac{I_1}{I_d}$ se determina de la figura 2.2. de la Instrucción 5.2.- I.C , y si hacemos $T_c = t$ en la expresión anterior se obtiene el valor de intensidad a emplear en el cálculo.

Ya se ha citado en la descripción del Método Racional, que el coeficiente de escorrentía, define la proporción de la componente superficial de la precipitación de intensidad, y que depende de la razón entre la precipitación diaria P_d correspondiente al periodo de retorno y el umbral de escorrentía P_0 a partir del cual se inicia esta, este umbral de escorrentía es característico de cada cuenca.

La formulación usada en este método está basada en el método propuesto por la Ley del Soil Conservation Service (USA) para las relaciones lluvia-escorrentía y que se corresponde a las siguientes expresiones:

$$E/P = 0 \quad \text{si } (P/P_0) < 1$$

$$E/P_0 = \frac{\left[\left(\frac{P}{P_0} \right) - 1 \right]^2}{\left(\frac{P}{P_0} \right) + 4} \quad \text{si } (P/P_0) \geq 1$$

Siendo:

$E(\text{mm})$ = escorrentía igualmente acumulada y provocada por P

$P(\text{mm})$ = precipitación acumulada desde el comienzo del aguacero hasta el instante dado

$P_0(\text{mm})$ = parámetro o umbral de escorrentía que define la precipitación total por debajo de la cual no se produce escorrentía.

El coeficiente de escorrentía C , en un instante dado hasta el cual ha precipitado P y se ha provocado una escorrentía E , se puede obtener derivando las expresiones anteriores:

$$C = \frac{dE}{dP} = \frac{d\left(\frac{E}{P_0}\right)}{d\left(\frac{P}{P_0}\right)} = \frac{\left(\frac{P}{P_0} - 1\right) \times \left[\left(\frac{P}{P_0} + 9\right)\right]}{\left[\left(\frac{P}{P_0}\right) + 4\right]^2}$$

C va creciendo a lo largo del aguacero y su valor medio en un intervalo será mayor que el correspondiente a su origen y menor que el del final. El intervalo objeto de estudio es aquel que proporciona mayor escorrentía y se admite que corresponde al de duración igual al tiempo de concentración y que contiene al máximo del hietograma. Si se conoce el valor de P en dicho instante, la expresión anterior permitirá obtener el coeficiente de escorrentía buscado.

Se ha testado en varias estaciones pluviométricas españolas que puede admitirse una ley del tipo:

$$P_{\text{máx.intensidad}} = b \times P_d$$

donde b es un parámetro que refleja la posición relativa del intervalo de máxima intensidad dentro del pluviograma diario, y que puede admitirse que toma un valor de 0,5. Con esto, quedaría fijado el valor del coeficiente de escorrentía a utilizar en función de P_d .

Esta formulación debe ser corregida en los casos de aguaceros con pequeño periodo de retorno puesto que en estos casos no se cumple sistemáticamente la hipótesis básica: el máximo caudal no está asociado al intervalo de máxima intensidad y duración T_c , ya que dicha precipitación quedará absorbida íntegramente por el terreno al ser menor que el umbral de escorrentía.

En estos casos, el intervalo generador del máximo caudal, y con él, el punto intermedio indicativo del coeficiente de escorrentía, se desplazan en el tiempo hacia la zona final del aguacero, en espera de condiciones más desfavorables de la humedad del suelo que las correspondientes al intervalo de máxima intensidad.

Este problema se aborda modificando la ley anterior, resultado de la función derivada, en los entornos de los pequeños valores, haciéndola despegar del eje $C = 0$ para $P_d = P_0$, para tender posteriormente a confundirse con la curva primitiva, proponiéndose finalmente:

$$C = 0 \quad \text{si } (P_d/P_0) < 1$$

$$C = \frac{dE}{dP} = \frac{d\left(\frac{E}{P_0}\right)}{d\left(\frac{P}{P_0}\right)} = \frac{\left(\frac{P}{P_0} - 1\right) \times \left[\left(\frac{P}{P_0} + 23\right)\right]}{\left[\left(\frac{P}{P_0}\right) + 11\right]^2}$$

La expresión propuesta en la Instrucción de Carreteras 5.2. para el cálculo del caudal, que se recoge en el apartado 2.2., es igual a usada en el método racional descrito en el apartado anterior y es:

$$Q = K \frac{C \times I \times S}{3,6} \times 1,2 = Q = K \frac{C \times I \times S}{3}$$

Los significados y unidades de las variables son los mismos que se han descrito anteriormente.

Siguiendo las prescripciones de la Agencia Andaluza del Agua, se incluye el factor de corrección K introducido por J.R. Témez cuyo valor es:

$$K = 1 + \frac{T_c^{1,25}}{14 + T_c^{1,25}}$$

Siguiendo con las consideraciones del cálculo del coeficiente de escorrentía diremos que para el caso de cuencas heterogéneas deberán dividirse estas en cuencas parciales cuyos coeficientes parciales de escorrentía se calcularán por separado, reemplazando luego el término $C \times S$ de la fórmula anterior por la sumatoria de las cuencas parciales $\Sigma(C \times S)$,

considerando según indicaciones del organismos de cuenca, que el valor medio del coeficiente de escorrentía, en ningún caso será inferior a 0.65.

El valor del umbral de escorrentía (P_0), en un sentido determinista, depende de las características de la cuenca y puede obtenerse (basándose en el concepto de “número de curva” del Soil Conservation Service) a partir de la tabla 2-1 y de los siguientes datos:

- pendiente
- capacidad de infiltración del suelo
- vegetación
- características del laboreo

El valor obtenido de dicha tabla se deberá multiplicar por el coeficiente corrector dado en la figura 2.5. Este coeficiente refleja la variación regional de la humedad habitual en el suelo al comienzo de aguaceros significativo e incluye una mayoración (del orden del 100 %) para evitar sobrevaloraciones del caudal de referencia a causa de ciertas simplificaciones del tratamiento estadístico del Método Hidrometeorológico. Por indicación de la AAA, no se utilizarán valores del umbral de escorrentía ya corregido P_0 superiores a 25 mm.

Los usos del suelo descritos en el apartado 3 del presente documento, se han correlacionado con los usos de la tierra descritos en la Instrucción 5.2-IC.

Para la elección de los umbrales de escorrentía se ha tenido presente que la pendiente media de la cuenca es superior al 3% y que los terrenos se clasifican como tipo C. Con ello, se fijan los siguientes umbrales de escorrentía:

Tabla 3. Umbrales de escorrentía empleados en el cálculo por el Método de la 5.2-IC

| Tipo de Terreno-Suelo | BOP MURCIA | 5,2-IC | P0 |
|-----------------------|------------|--------|-----|
| Urbanizada | 5 | 1,5 | 1,5 |
| Viales | 2 | 1 | 1 |
| Frutales | 19 | 19 | 19 |
| Olivar | 15 | 19 | 15 |
| Regadío | 12 | 12 | 12 |
| Viñedo | 15 | 12 | 12 |
| Secano | 10 | 9 | 9 |
| Bosque denso | 22 | 22 | 22 |
| Monte Bajo | 14 | 14 | 14 |
| Pradera | 10 | 14 | 10 |
| Superficie Erial | 8 | 8 | 8 |
| Roca permeable | 3 | 3 | 3 |
| Roca Impermeable | 2 | 2 | 2 |

Que dan como resultado la siguiente distribución de usos de suelo y umbrales:

Tabla 4. Resumen de usos de suelos y umbrales de escorrentía

| Tipo de Terreno-Suelo | P0 | SC-01 |
|-----------------------|-----|----------|
| Urbanizada | 1.5 | 0.005580 |
| Viales | 1 | 0.000000 |
| Frutales | 19 | 0.000000 |
| Olivar | 15 | 0.053974 |
| Regadío | 12 | 0.000000 |
| Viñedo | 12 | 0.000000 |
| Secano | 9 | 0.000000 |
| Bosque denso | 22 | 0.000000 |
| Monte Bajo | 14 | 0.010554 |
| Pradera | 10 | 0.001450 |
| Superficie Erial | 8 | 0.000000 |
| Roca permeable | 3 | 0.000000 |
| Roca Impermeable | 2 | 0.000000 |

Los resultados obtenidos por aplicación del método de la Instrucción de carreteras a las cuencas del Arroyo Rioliche e Innominado se recogen en el apéndice 1. A continuación se extrae el resumen de los resultados obtenidos:

Tabla 5. Resumen de resultados por el Método de la 5.2-IC

| Cuenca | Tc (h) | It ₅₀₀ (mm) | C* | Q ₅₀₀ (m ³ /s) |
|---------------------|--------|------------------------|------|--------------------------------------|
| AFLUENTE INNOMINADO | 0,25 | 116,44 | 0,65 | 1,83 |

(*) valor mínimo para el cálculo indicado por el Organismo de Cuenca, de la aplicación de los umbrales parciales de escorrentía se obtiene un valor inferior.

2.2.3.- VALOR ADOPTADO PARA EL QCAL

Como se ha dicho, en el Apéndice 1, se acompañan las salidas correspondientes a los diferentes métodos enunciados anteriormente, conforme al cálculo numérico realizado por ordenador.

Siguiendo las prescripciones del Organismo de Cuenca, se adopta el mayor de los valores, es decir, el del método de la Instrucción de Carreteras 5.2.-IC.

Estos son los caudales resultantes para la avenida de periodo de retorno 500 años:

Tabla 6. Resultados de cálculo

| CUENCA | Q ₅₀₀ (m ³ /s) | |
|---------------------|--------------------------------------|---------------|
| | Método Racional | Método 5.2-IC |
| AFLUENTE INNOMINADO | 1,40 | 1,83 |

Adoptamos como valor de cálculo el proporcionado por el método de la Instrucción 5.2-I.C.

2.3.- ESTUDIO HIDRÁULICO

Determinado el caudal circulante para la avenida extraordinaria de periodo de retorno 500 años, procede la comprobación de la canalización existente.

Para ello, partiendo de los datos expuestos, se procederá al cálculo hidráulico mediante el programa FlowMaster v8.11.01.03 de la Empresa Haestad Methods, Inc. basándonos en la aplicación de la Fórmula de Manning.

$$v = \frac{1}{n} * R_h^{\frac{2}{3}} * \sqrt{i}$$

sustituyendo la velocidad como el coeficiente entre el caudal y la sección, tenemos:

$$Q = \frac{1}{n} * S * R_h^{\frac{2}{3}} * \sqrt{i}$$

siendo:

- v: velocidad, en m/seg.
- Q: Caudal circulante, en m³/seg.
- n: Coeficiente de Manning dependiente del material de las secciones de estudio
- R_h: Radio hidráulico, R_h=S/P_m.
 - S: Sección mojada por el agua, en m².
 - P_m: Perímetro mojado por el agua, en m.
- i: Pendiente del tramo en m/m.

Para el cálculo anterior se ha de partir, además de la topografía del cauce y del caudal circulante, de otro parámetro básico y determinante, el coeficiente de Manning, que adopta el valor de 0,018 para la sección canalizada mediante tubo del arroyo y 0,025 para la sección en cajón.

A continuación se incluya la planta esquemática de las secciones analizadas.

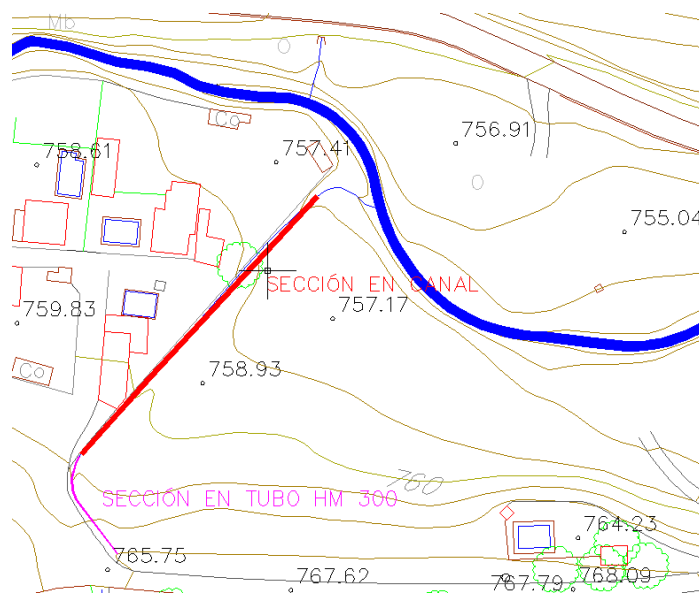


Ilustración 4.- Localización de los tramos sobre la cartografía de trabajo

Para las pendientes, se ha obtenido la media del tramo en el que se localiza la sección en canal. Comentar que se ha partido de una cartografía a escala 1:2.000, con curvas de nivel equidistantes cada 2 metros. La pendiente resulta ser del 7,5%.

2.3.1.- COMPROBACIÓN DE LAS SECCIONES ACTUALES

A continuación, adjuntamos una tabla resumen de las dos secciones estudiadas, destacando que la sección entubada es insuficiente, mientras que la canalizada, posee capacidad suficiente para vehicular la avenida extraordinaria de 500 años de retorno:

Tabla 7. Comprobación de la capacidad del tubo existente para T=500 años

| Tubo existente HM300 | | |
|-----------------------------|-----------------|-------------------|
| Project Description | | |
| Friction Method | Manning Formula | |
| Solve For | Discharge | |
| Input Data | | |
| Roughness Coefficient | 0.018 | |
| Channel Slope | 0.07500 | m/m |
| Normal Depth | 0.30 m | |
| Diameter | 0.30 m | |
| Results | | |
| Discharge | 0.19 | m ³ /s |
| Flow Area | 0.07 | m ² |
| Wetted Perimeter | 0.94 m | |
| Hydraulic Radius | 0.08 m | |
| Top Width | 0.00 m | |
| Critical Depth | 0.29 m | |
| Percent Full | 100.0 % | |
| Critical Slope | 0.06659 | m/m |
| Velocity | 2.71 m/s | |
| Velocity Head | 0.37 m | |
| Specific Energy | 0.67 m | |
| Froude Number | 0.00 | |
| Maximum Discharge | 0.21 | m ³ /s |
| Discharge Full | 0.19 | m ³ /s |
| Slope Full | 0.07500 | m/m |
| Flow Type | SubCritical | |

Tabla 8.- Comprobación de la capacidad del canal existente para T=500 años

| Canal existente | | |
|------------------------|-----------------|-------------------|
| Project Description | | |
| Friction Method | Manning Formula | |
| Solve For | Discharge | |
| Input Data | | |
| Roughness Coefficient | 0.025 | |
| Channel Slope | 0.07500 | m/m |
| Normal Depth | 1.00 m | |
| Bottom Width | 1.00 m | |
| Results | | |
| Discharge | 5.27 | m ³ /s |
| Flow Area | 1.00 | m ² |
| Wetted Perimeter | 3.00 m | |
| Hydraulic Radius | 0.33 m | |
| Top Width | 1.00 m | |
| Critical Depth | 1.41 m | |
| Critical Slope | 0.03270 | m/m |
| Velocity | 5.27 m/s | |
| Velocity Head | 1.41 m | |
| Specific Energy | 2.41 m | |
| Froude Number | 1.68 | |
| Flow Type | Supercritical | |

Los cálculos hidráulicos de las secciones se recogen en el anejo 2.

2.3.2.- SECCIÓN PROPUESTA

Para el tramo entubado, se propone la sustitución de éste por un tubo de suficiente capacidad. Bastaría con un tubo de HA de 800 mm de diámetro interior, instalado con una pendiente similar a la existente (7,5%).

Tabla 9.- Justificación de la solución propuesta

| Conduccion propuesta HA 800 | | |
|------------------------------------|-----------------|-------------------|
| Project Description | | |
| Friction Method | Manning Formula | |
| Solve For | Normal Depth | |
| Input Data | | |
| Roughness Coefficient | 0.018 | |
| Channel Slope | 0.07500 | m/m |
| Diameter | 0.80 | m |
| Discharge | 1.83 | m ³ /s |
| Results | | |
| Normal Depth | 0.49 | m |
| Flow Area | 0.33 | m ² |
| Wetted Perimeter | 1.44 | m |
| Hydraulic Radius | 0.23 | m |
| Top Width | 0.78 | m |
| Critical Depth | 0.76 | m |
| Percent Full | 61.6 | % |
| Critical Slope | 0.03179 | m/m |
| Velocity | 5.63 | m/s |
| Velocity Head | 1.62 | m |
| Specific Energy | 2.11 | m |
| Froude Number | 2.78 | |
| Maximum Discharge | 2.81 | m ³ /s |
| Discharge Full | 2.62 | m ³ /s |
| Slope Full | 0.03672 | m/m |
| Flow Type | SuperCritical | |

2.4.- ORDENACIÓN DEL ESTUDIO Y DOCUMENTOS DE QUE CONSTA

El presente Estudio se ordena conforme a la siguiente documentación:

DOCUMENTO NÚMERO 1.- **MEMORIA** con 2 Anejos

Anejo número 1.- Cálculo del caudal

Anejo número 2.- Cálculos Hidráulicos

DOCUMENTO NÚMERO 2.- **PLANOS**

1.- Plano de Situación e Índice

2.- Planta Cartográfica

3.- Cuencas Hidrológicas

2.5.- CONCLUSIÓN

Esta urbanización linda al norte con el arroyo Rioliche (Eliche según la AAA y Bieliche según otras fuentes) y al este con un arroyo innominado que la AAA denomina del Moro. Interiormente, es atravesada por el arroyo Innominado2, objeto del presente Documento.

El arroyo Innominado 2 se marca levemente en el terreno y se ha encauzado mediante una conducción de hormigón en masa de 300 mm de diámetro interior y mediante un cajón de 1 x 1 m interior en el tramo recto que desemboca en el río Eliche, según los datos proporcionados por el Cliente.

La pendiente longitudinal media, obtenida a partir de la topografía con que contamos, resultan ser del 7,5%.

La precipitación de cálculo obtenida es de 148 mm/día. Se ha adoptado como valor de cálculo para la avenida extraordinaria el proporcionado por el método de la Instrucción 5.2 I.C para el periodo de retorno de 500 años, fijando por tanto el caudal de cálculo en **1,83 m³/s.**

Tal y como se recoge en el apartado anterior, **la tubería de 300 mm no posee capacidad suficiente** para evacuar la avenida extraordinaria, proponiendo el presente documento la instalación de una conducción de diámetro 800 mm o superior, mientras que **la canalizada, posee capacidad suficiente** para vehicular la avenida extraordinaria de 500 años de retorno

Con cuanto antecede y el resto de documentación que se incorpora al presente Estudio, creemos haber explicitado suficientemente el alcance del presente trabajo y haber cumplimentado el encargo recibido, por lo que sometemos el Estudio a la tramitación correspondiente.

Córdoba, Octubre de 2.010
I N G E S A
LA INGENIERA DE CAMINOS, C. Y P.

Fdo: Lourdes Martínez Juguera
Colegiada nº 14.835



ANEJO NÚMERO 1.- CÁLCULO DEL CAUDAL

CÁLCULO DE CAUDALES

Proyecto/Estudio: INUNDABILIDAD PGOU MARTOS
Identificación de la Cuenca: AFLUENTE INNOMINADO 2
Período de retorno (T): 500
Precipitación máx. correspondiente a T en mm: 148,00

Características de la Cuenca

| Superficie (km ²) | Cota Punto Alto Cuenca (m) | Cota Punto Alto Cauce (m) | Cota Punto Bajo Cauce (m) | Long. Cuenca (m) | Long. Cauce (m) |
|-------------------------------|----------------------------|---------------------------|---------------------------|------------------|-----------------|
| 0,072 | 924,5 | 830,0 | 755,0 | 588,0 | 363,0 |

| | | |
|---|-------|--------|
| | (m/m) | % |
| Pendiente media de la Cuenca (J) | 0,288 | 28,827 |
| Pendiente Media del Arroyo | 0,207 | 20,661 |

Cálculo de Caudales por el Método Racional

1.- Tiempo de Concentración

$$T_c = 0,3 \times \left[\left(\frac{L}{J^{0,25}} \right)^{0,76} \right]$$

| | |
|---|-------------|
| Longitud máxima Cauce (L) en km | 0,36 |
| Pendiente media (J) m/m | 0,21 |
| Tiempo de Concentración (T_c) en horas | 0,19 |

2.- Intensidad por Yarnell y Hattaway

$$I_t = 9,25 \times I_h \times t^{-0,55}$$

| | |
|---|--------------|
| Pmax _{24h} | 148,00 |
| Intensidad horaria (I _h) = 0,25 x Pmax _{24h} | 37,00 |
| Tc (minutos) | 11,24 |
| Intensidad para Tc (I_t) mm | 90,43 |

3.- Caudal de cálculo

$$Q = \frac{C \times I \times S}{3,6} \times 1,2$$

| | |
|--|-------------|
| S= Superficie de la cuenca en km ² | 0,07 |
| Intensidad para Tc (I _t) | 90,43 |
| C= Coeficiente de Escorrentía* | 0,65 |
| Q por el método Racional(m³/seg) | 1,40 |

* El coeficiente de escorrentía es el calculado por el método de la IC-5.2

CÁLCULO DE CAUDALES

Proyecto/Estudio: INUNDABILIDAD PGOU MARTOS
Identificación de la Cuenca: AFLUENTE INNOMINADO 2
Período de retorno (T): 500
Precipitación máx. correspondiente a T en mm: 148

Período de retorno (T):

Precipitación máx. correspondiente a T en mm:

1.- Tiempo de Concentración

$$T_c = 0,3 \times \left[\left(\frac{L}{J^{0,25}} \right)^{0,76} \right]$$

Longitud máxima Cuenca (L) en km 0,59
 Pendiente media (J) m/m 0,29
Tiempo de Concentración (Tc) en horas 0,25

2.- Factor de corrección K Témez

$$K = 1 + \frac{T_c^{1,25}}{14 + T_c^{1,25}}$$

K= 1,01270

3.- Intensidad de cálculo

$$\frac{I_t}{I_d} = \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{\left(\frac{28^{0,1} - r^{0,1}}{28^{0,1} - 1} \right)}$$

Intensidad media diaria = Pmax/24 6,16666667
 Relación Intensidades I_t/I_d fig. 2.2 **9,2**
t=Tc tiempo de concentración en horas 0,25
Intensidad de cálculo, para T y Tc mm 116,4465281

4.- Coeficiente de Escorrentía

$$C = \frac{dE}{dP} = \frac{d\left(\frac{E}{P_0}\right)}{d\left(\frac{P}{P_0}\right)} = \frac{\left(\frac{P}{P_0} - 1\right) \times \left[\left(\frac{P}{P_0} + 23\right)\right]}{\left[\left(\frac{P}{P_0}\right) + 11\right]^2}$$

Pendiente Media de la Cuenca % 28,83 >3%

| Tipo de Terreno-Suelo | $S_i(Km^2)$ | P_{oi} | $P_{oi} \times \text{Corrector}$ | C_i | $C_i \times S_i$ |
|-----------------------|-----------------|----------|----------------------------------|-------------|------------------|
| Urbanizada | 0,005580 | 1,5 | 4,05 | 0,94 | 0,0052 |
| Viales | 0,000000 | 1 | 2,70 | 0,00 | 0,0000 |
| Frutales | 0,000000 | 19 | 25,00 | 0,00 | 0,0000 |
| Olivar | 0,053974 | 15 | 25,00 | 0,50 | 0,0268 |
| Regadío | 0,000000 | 12 | 25,00 | 0,00 | 0,0000 |
| Viñedo | 0,000000 | 12 | 25,00 | 0,00 | 0,0000 |
| Secano | 0,000000 | 9 | 24,30 | 0,00 | 0,0000 |
| Bosque denso | 0,000000 | 22 | 25,00 | 0,00 | 0,0000 |
| Monte Bajo | 0,010554 | 14 | 25,00 | 0,50 | 0,0052 |
| Pradera | 0,001450 | 10 | 25,00 | 0,50 | 0,0007 |
| Superficie Erial | 0,000000 | 8 | 21,60 | 0,00 | 0,0000 |
| Roca permeable | 0,000000 | 3 | 8,10 | 0,00 | 0,0000 |
| Roca Impermeable | 0,000000 | 2 | 5,40 | 0,00 | 0,0000 |
| Terreno desconocido | 0,000000 | 20 | 25,00 | 0,00 | 0,0000 |
| Totales | 0,071558 | | C medio(*) | 0,53 | 0,0380 |

Coeficiente Corrector del Umbral de Escorrentía fig. 2-5 **2,700**

Umbral de Escorrentía

(*) Si Cmedio<0,65 se toma el valor 0,65 en el cálculo de caudales

Caudal por el método de la Instrucción de Carreteras(m³/seg)

1,83



ANEJO NÚMERO 2.- CÁLCULOS HIDRÁULICOS

Tubo existente HM300

Project Description

| | |
|-----------------|-----------------|
| Friction Method | Manning Formula |
| Solve For | Discharge |

Input Data

| | | |
|-----------------------|---------|-----|
| Roughness Coefficient | 0.018 | |
| Channel Slope | 0.07500 | m/m |
| Normal Depth | 0.30 | m |
| Diameter | 0.30 | m |

Results

| | | |
|-------------------|-------------|-------------------|
| Discharge | 0.19 | m ³ /s |
| Flow Area | 0.07 | m ² |
| Wetted Perimeter | 0.94 | m |
| Hydraulic Radius | 0.08 | m |
| Top Width | 0.00 | m |
| Critical Depth | 0.29 | m |
| Percent Full | 100.0 | % |
| Critical Slope | 0.06659 | m/m |
| Velocity | 2.71 | m/s |
| Velocity Head | 0.37 | m |
| Specific Energy | 0.67 | m |
| Froude Number | 0.00 | |
| Maximum Discharge | 0.21 | m ³ /s |
| Discharge Full | 0.19 | m ³ /s |
| Slope Full | 0.07500 | m/m |
| Flow Type | SubCritical | |

GVF Input Data

| | | |
|------------------|------|---|
| Downstream Depth | 0.00 | m |
| Length | 0.00 | m |
| Number Of Steps | 0 | |

GVF Output Data

| | | |
|-----------------------------|----------|-----|
| Upstream Depth | 0.00 | m |
| Profile Description | | |
| Profile Headloss | 0.00 | m |
| Average End Depth Over Rise | 0.00 | % |
| Normal Depth Over Rise | 100.00 | % |
| Downstream Velocity | Infinity | m/s |
| Upstream Velocity | Infinity | m/s |
| Normal Depth | 0.30 | m |
| Critical Depth | 0.29 | m |
| Channel Slope | 0.07500 | m/m |

Tube existente HM300

GVF Output Data

Critical Slope 0.06659 m/m

Canal existente

Project Description

| | |
|-----------------|-----------------|
| Friction Method | Manning Formula |
| Solve For | Discharge |

Input Data

| | | |
|-----------------------|---------|-----|
| Roughness Coefficient | 0.025 | |
| Channel Slope | 0.07500 | m/m |
| Normal Depth | 1.00 | m |
| Bottom Width | 1.00 | m |

Results

| | | |
|------------------|---------------|-------------------|
| Discharge | 5.27 | m ³ /s |
| Flow Area | 1.00 | m ² |
| Wetted Perimeter | 3.00 | m |
| Hydraulic Radius | 0.33 | m |
| Top Width | 1.00 | m |
| Critical Depth | 1.41 | m |
| Critical Slope | 0.03270 | m/m |
| Velocity | 5.27 | m/s |
| Velocity Head | 1.41 | m |
| Specific Energy | 2.41 | m |
| Froude Number | 1.68 | |
| Flow Type | Supercritical | |

GVF Input Data

| | | |
|------------------|------|---|
| Downstream Depth | 0.00 | m |
| Length | 0.00 | m |
| Number Of Steps | 0 | |

GVF Output Data

| | | |
|---------------------|----------|-----|
| Upstream Depth | 0.00 | m |
| Profile Description | | |
| Profile Headloss | 0.00 | m |
| Downstream Velocity | Infinity | m/s |
| Upstream Velocity | Infinity | m/s |
| Normal Depth | 1.00 | m |
| Critical Depth | 1.41 | m |
| Channel Slope | 0.07500 | m/m |
| Critical Slope | 0.03270 | m/m |

Conduccion propuesta HA 800

Project Description

| | |
|-----------------|-----------------|
| Friction Method | Manning Formula |
| Solve For | Normal Depth |

Input Data

| | | |
|-----------------------|---------|-------------------|
| Roughness Coefficient | 0.018 | |
| Channel Slope | 0.07500 | m/m |
| Diameter | 0.80 | m |
| Discharge | 1.83 | m ³ /s |

Results

| | | |
|-------------------|---------------|-------------------|
| Normal Depth | 0.49 | m |
| Flow Area | 0.33 | m ² |
| Wetted Perimeter | 1.44 | m |
| Hydraulic Radius | 0.23 | m |
| Top Width | 0.78 | m |
| Critical Depth | 0.76 | m |
| Percent Full | 61.6 | % |
| Critical Slope | 0.03179 | m/m |
| Velocity | 5.63 | m/s |
| Velocity Head | 1.62 | m |
| Specific Energy | 2.11 | m |
| Froude Number | 2.78 | |
| Maximum Discharge | 2.81 | m ³ /s |
| Discharge Full | 2.62 | m ³ /s |
| Slope Full | 0.03672 | m/m |
| Flow Type | SuperCritical | |

GVF Input Data

| | | |
|------------------|------|---|
| Downstream Depth | 0.00 | m |
| Length | 0.00 | m |
| Number Of Steps | 0 | |

GVF Output Data

| | | |
|-----------------------------|----------|-----|
| Upstream Depth | 0.00 | m |
| Profile Description | | |
| Profile Headloss | 0.00 | m |
| Average End Depth Over Rise | 0.00 | % |
| Normal Depth Over Rise | 61.64 | % |
| Downstream Velocity | Infinity | m/s |
| Upstream Velocity | Infinity | m/s |
| Normal Depth | 0.49 | m |
| Critical Depth | 0.76 | m |
| Channel Slope | 0.07500 | m/m |

Conduccion propuesta HA 800

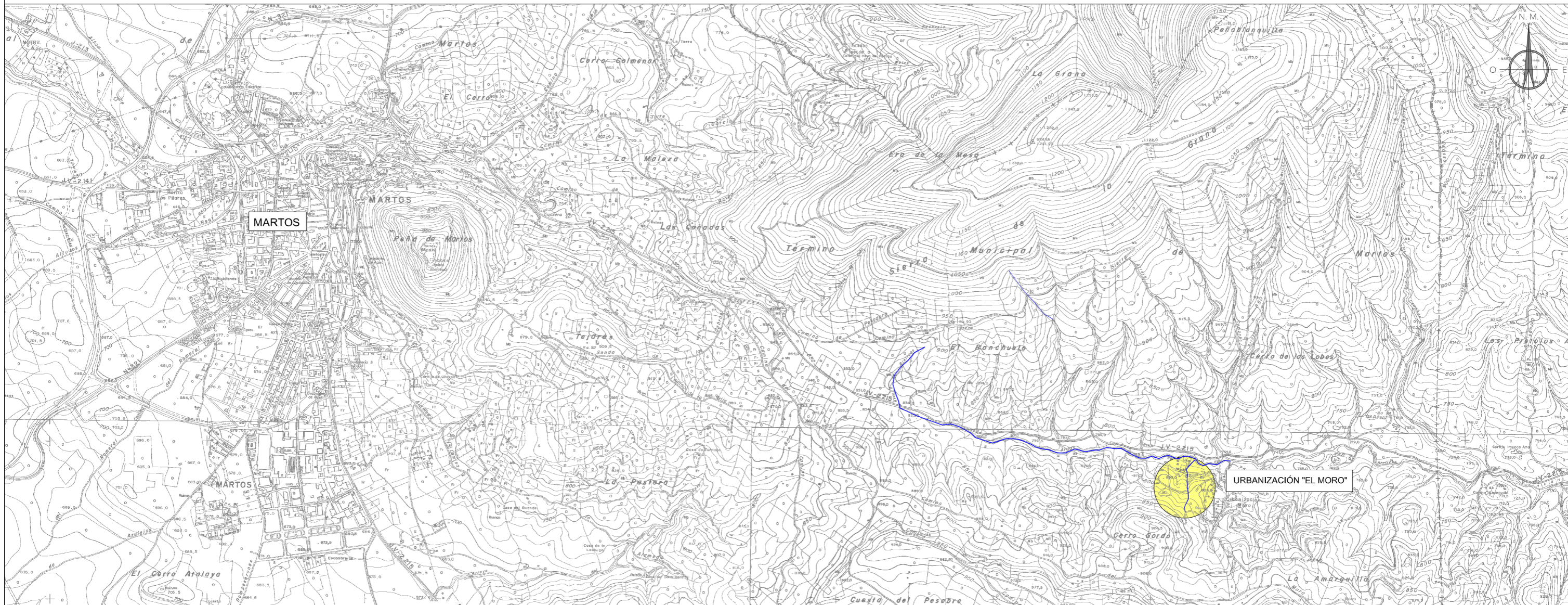
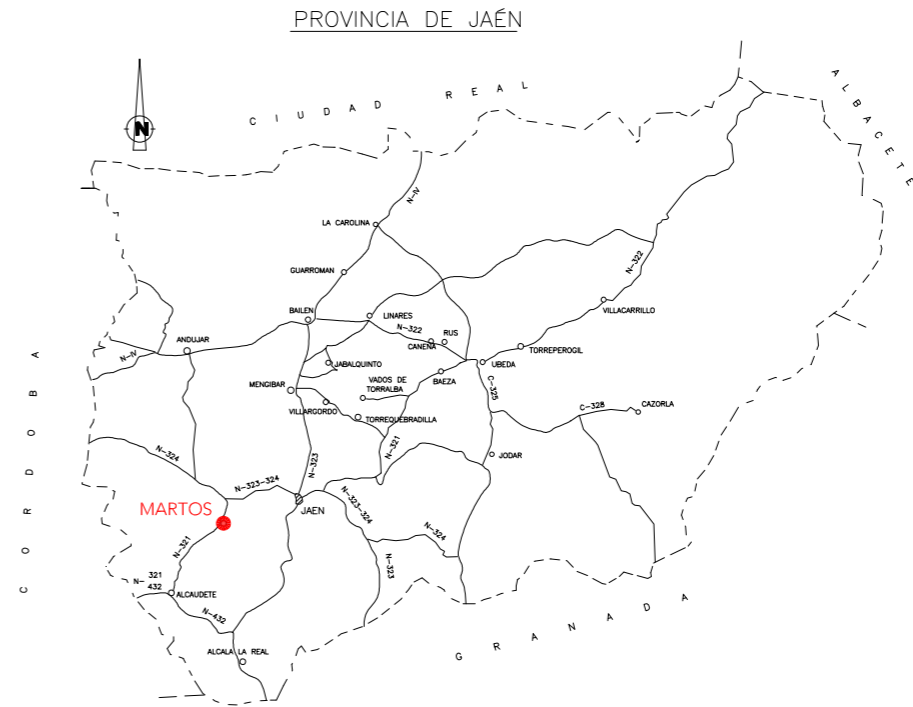
GVF Output Data



Critical Slope

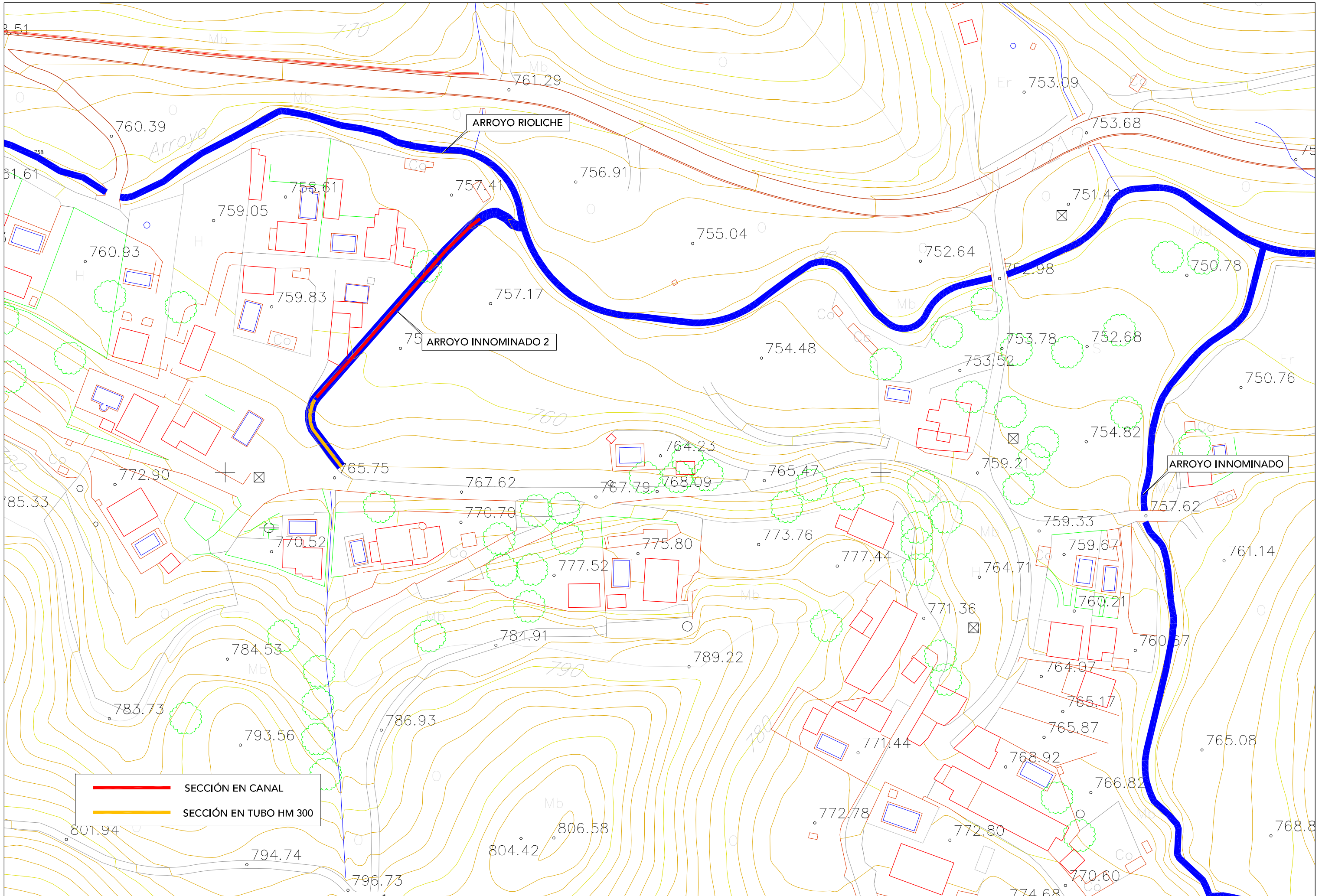
0.03179 m/m



DOCUMENTO NÚMERO 2. PLANOS



| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|--------------------|---------------------|---------------------|-------------------|---------------------------------|
| ENCARGO ANTONIO ESTRELLA LARA JACINTA ORTIZ MIRANDA ARQUITECTOS |  | REDACCIÓN DEL ESTUDIO  LOURDES MARTÍNEZ JUGUERA INGENIERA DE CAMINOS C.Y.P. | ANEXO AL ESTUDIO DE INUNDABILIDAD EN LA URBANIZACIÓN EL MORO. T.M. MARTOS (JAÉN) | ESCALA 1:25.000 | DOCUMENTO PLANOS | TÍTULO SITUACIÓN | Nº DE PLANO 01 | FECHA OCTUBRE 2010 1 DE 1 |
|---|---|---|---|--------------------|---------------------|---------------------|-------------------|---------------------------------|



ENCARGO
ANTONIO ESTRELLA LARA
JACINTA ORTIZ MIRANDA
 ARQUITECTOS



REDACCIÓN DEL ESTUDIO
LOURDES MARTÍNEZ JUGUERA
 INGENIERA DE CAMINOS C.Y.P.

ANEXO AL ESTUDIO DE INUNDABILIDAD EN LA
 URBANIZACIÓN EL MORO. T.M. MARTOS (JAÉN)

ESCALA
 1:1.000

DOCUMENTO
 PLANOS

TÍTULO
 PLANTA TOPOGRÁFICA

Nº DE PLANO
 02

FECHA
 OCTUBRE 2010
 1 DE 1

