

ANEJO 4: RED DE AGUA REGENERADA

Índice

1.-	INTRODUCCIÓN	2
2.-	CAUDALES DE CÁLCULO	2
3.-	CÁLCULO DE LA RED	6
4.-	RESULTADOS DE LOS CÁLCULOS	7
4.1.-	Cotas en los nudos de cálculo.....	7
4.2.-	Demanda en los nudos de cálculo	8
4.3.-	Presión en los nudos de cálculo.....	9
4.4.-	Caudal en los tramos de cálculo	10
4.5.-	Velocidad en los tramos de cálculo	11
4.6.-	Pérdidas de carga en los tramos de cálculo	12
5.-	PREDISEÑO DEL DEPÓSITO DE AGUA REGENERADA	13
6.-	CÁLCULO DE LOS MACIZOS DE ANCLAJE.....	13
6.1.-	Introducción	13
6.2.-	Geometría del macizo	13
6.3.-	Empujes de cálculo	14
6.4.-	Hipótesis de cálculo	15
6.5.-	Armado.....	19
6.6.-	Resultados	21

1.- INTRODUCCIÓN

Se redacta el presente anejo para dimensionar la red de agua regenerada de la ampliación III de IFEMA.

Se va a conectar a la red de agua regenerada municipal en la conducción Ø125 de polietileno que se sitúa en la calle de Francisco Umbral, a la altura del eje T-1, mediante una conducción de Ø80 de fundición dúctil. Desde allí se abastece el depósito a ubicar en el edificio de instalaciones, desde donde se distribuirá a la ampliación III de IFEMA.

La red de distribución partirá de dicho depósito, mediante una red mallada de 80 mm de diámetro en fundición dúctil, de la cual saldrán las acometidas a las diferentes zonas verdes previstas en la ampliación III de IFEMA.

2.- CAUDALES DE CÁLCULO

Para el dimensionamiento de la red se han estimado los caudales de las diferentes zonas verdes previstas en la ampliación III de IFEMA.

Según las Normas para Redes de Reutilización del Canal de Isabel II (Anexo 3 Necesidades hídricas de los cultivos) la dotación del mes de máxima demanda en el municipio de Madrid es de 2,13 mm/día·m².

La superficie total de zonas verdes y ajardinadas a regar se ha establecido en 89.623 m², según se observa en el plano incluido a continuación. Con dicha superficie de zona verde se obtiene que la demanda diaria del mes de máxima demanda será:

$$2,13 \text{ mm/m}^2 \cdot 89.623 \text{ m}^2 = 190.897 \text{ mm} = 190,90 \text{ m}^3$$

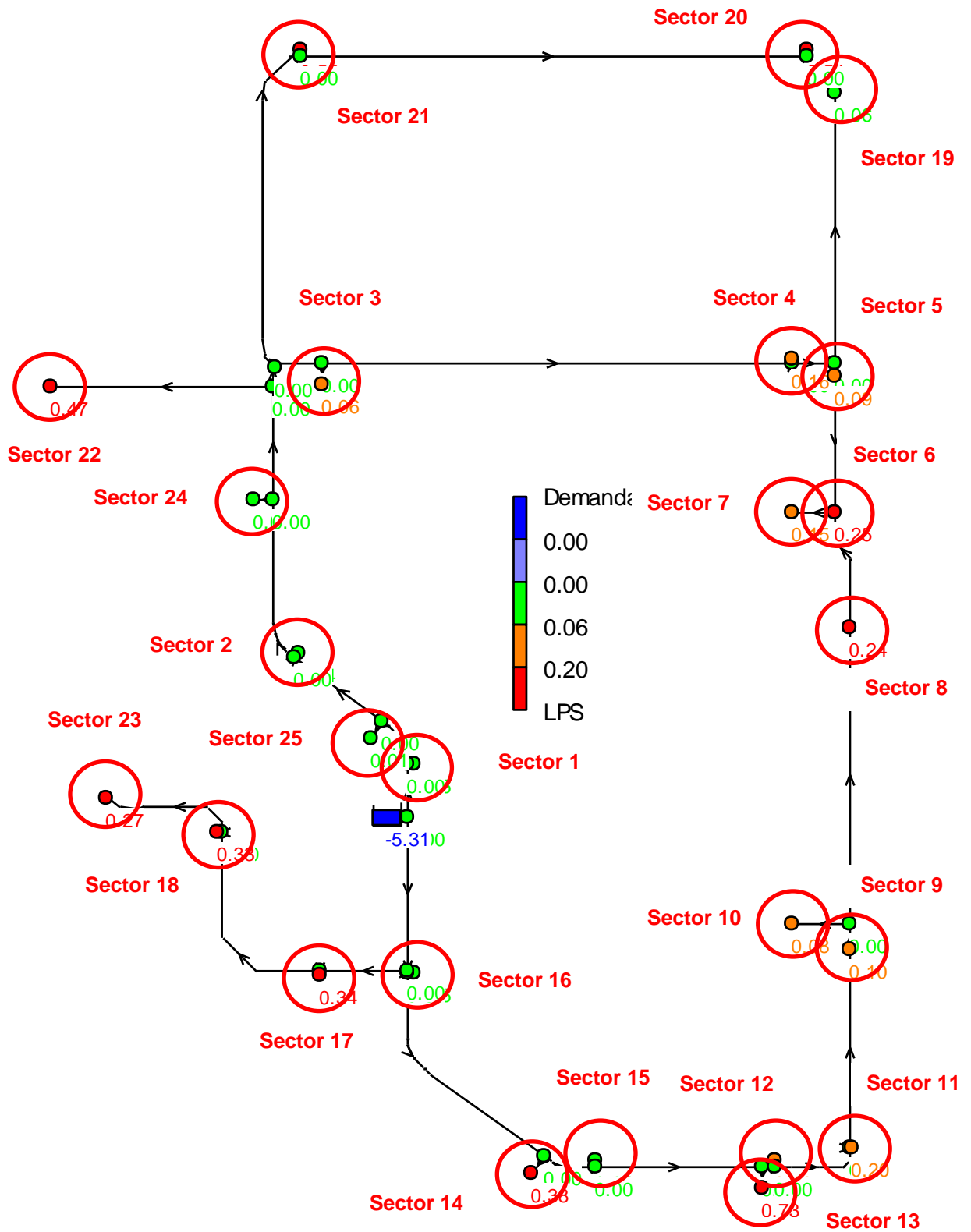
Suponiendo un riego durante 10 horas al día el caudal máximo en la red, considerando que todas las zonas verdes se riegan a la vez (suposición conservadora), será:

$$\frac{190,90 \text{ m}^3}{10 \text{ h}} = 19,09 \text{ m}^3/\text{h} = 5,30 \text{ l/s}$$

Dividiendo el caudal anterior entre los diferentes puntos de acometida a cada zona verde que se observan en el plano incluido a continuación se obtienen los caudales en cada punto de acometida.

Sector	Superficie Sector (m ²)	Caudal Sector (l/s)
1	939	0,056
2	656	0,039
3	1082	0,064
4	2.667	0,158
5	1500	0,089
6	4.302	0,255
7	2.562	0,152
8	4.035	0,239
9	1.762	0,104
10	1.345	0,080
11	3.309	0,196
12	1.685	0,100
13	12.332	0,730
14	6.371	0,377
15	644	0,038
16	956	0,057
17	5.802	0,343
18	5.501	0,325
19	971	0,057
20	9.166	0,542
21	9.319	0,551
22	7.889	0,467
23	4.484	0,265
24	230	0,014
25	114	0,007
	89.623	5,305

Se incluye la ubicación de la acometida de cada Sector en el esquema de cálculo de la red de distribución con agua regenerada.



3.- CÁLCULO DE LA RED

El cálculo de las redes se ha realizado en malla cerrada por el método de Hardy-Cross, utilizando como fórmula de cálculo la de Darcy-Weisbach, considerada desde el punto de vista académico la más correcta, ya que es aplicable a todo tipo de líquidos y regímenes, y con el auxilio de la herramienta de cálculo EPANET 2.0, el cual es un programa desarrollado por el U.S. Environmental Protection Agency.

La fórmula de Darcy-Weisbach se expresa como:

$$H_L = f \cdot \frac{L}{d} \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,0827 \cdot f \cdot \frac{L}{d^5} \cdot Q^2$$

donde:

H_L = pérdida de carga (m).

g = aceleración de la gravedad (m^2/s).

L = longitud de la tubería (m).

d = diámetro de la tubería (m).

v = velocidad del flujo (m/s).

f = factor de fricción (adimensional).

Q = caudal (m^3/s).

El factor de fricción es función de (ϵ/d) y del número de Reynolds, donde ϵ es el coeficiente de rugosidad relativa con unidades de longitud (0,20 mm en el caso de tuberías de fundición dúctil, 0,03 mm en el caso de tuberías de polietileno).

La hipótesis de cálculo considerada corresponde con la demanda en todas las zonas verdes a la vez durante el mes de máxima demanda.

A esta hipótesis se la imponen las siguientes condiciones:

La presión de funcionamiento (OP) en cualquier punto de la red no será inferior a 0,15 MPa.

La velocidad de funcionamiento para los caudales resultantes no excederá los valores siguientes en ningún punto de la red:

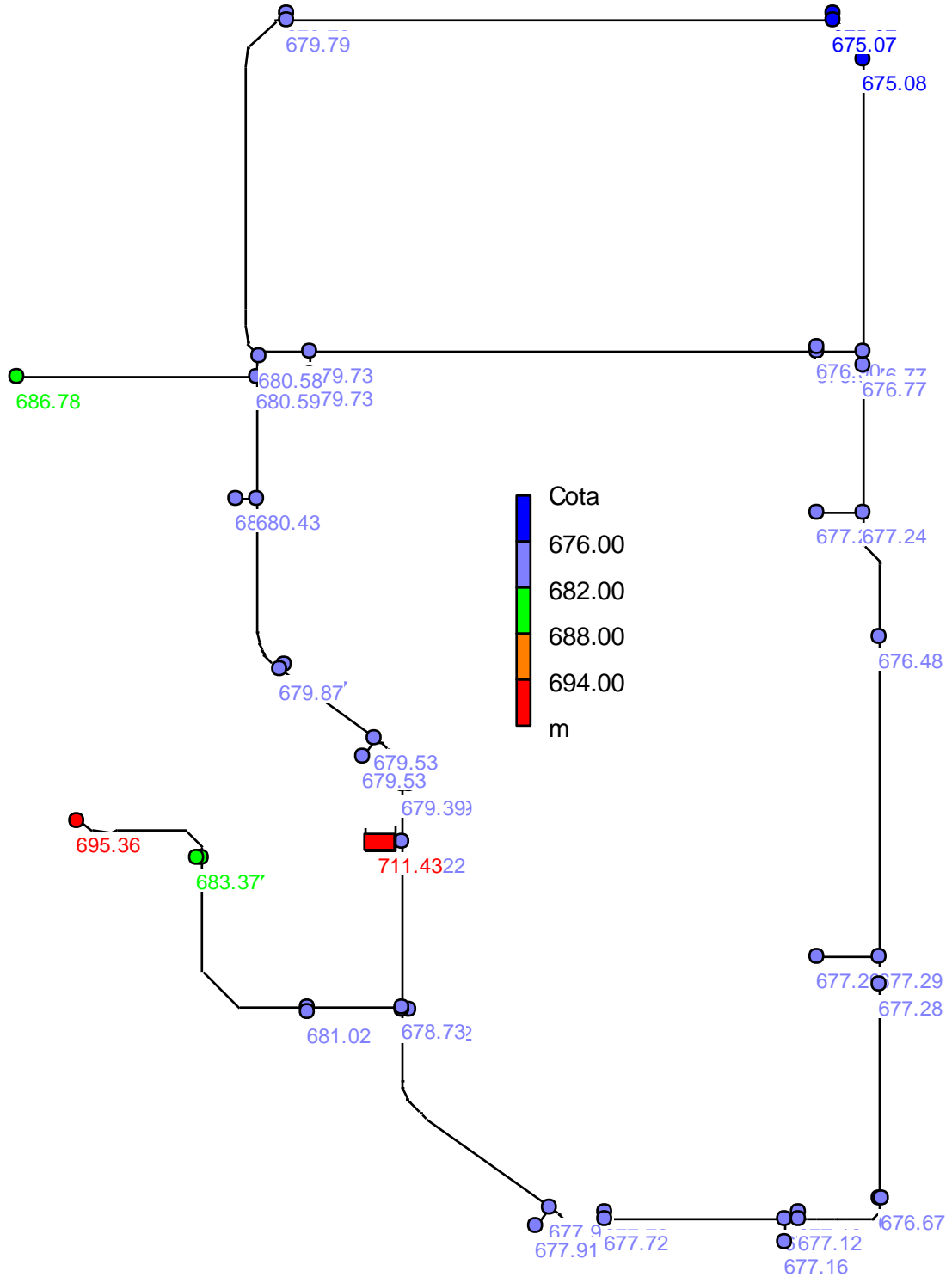
$$ID < 300 \quad v = 1,5 \text{ m/s}$$

Se han realizado los cálculos de la red de distribución partiendo del depósito a ubicar junto a la calle L-2, comprobándose que se cumplen todas las condiciones indicadas anteriormente, con las siguientes consideraciones:

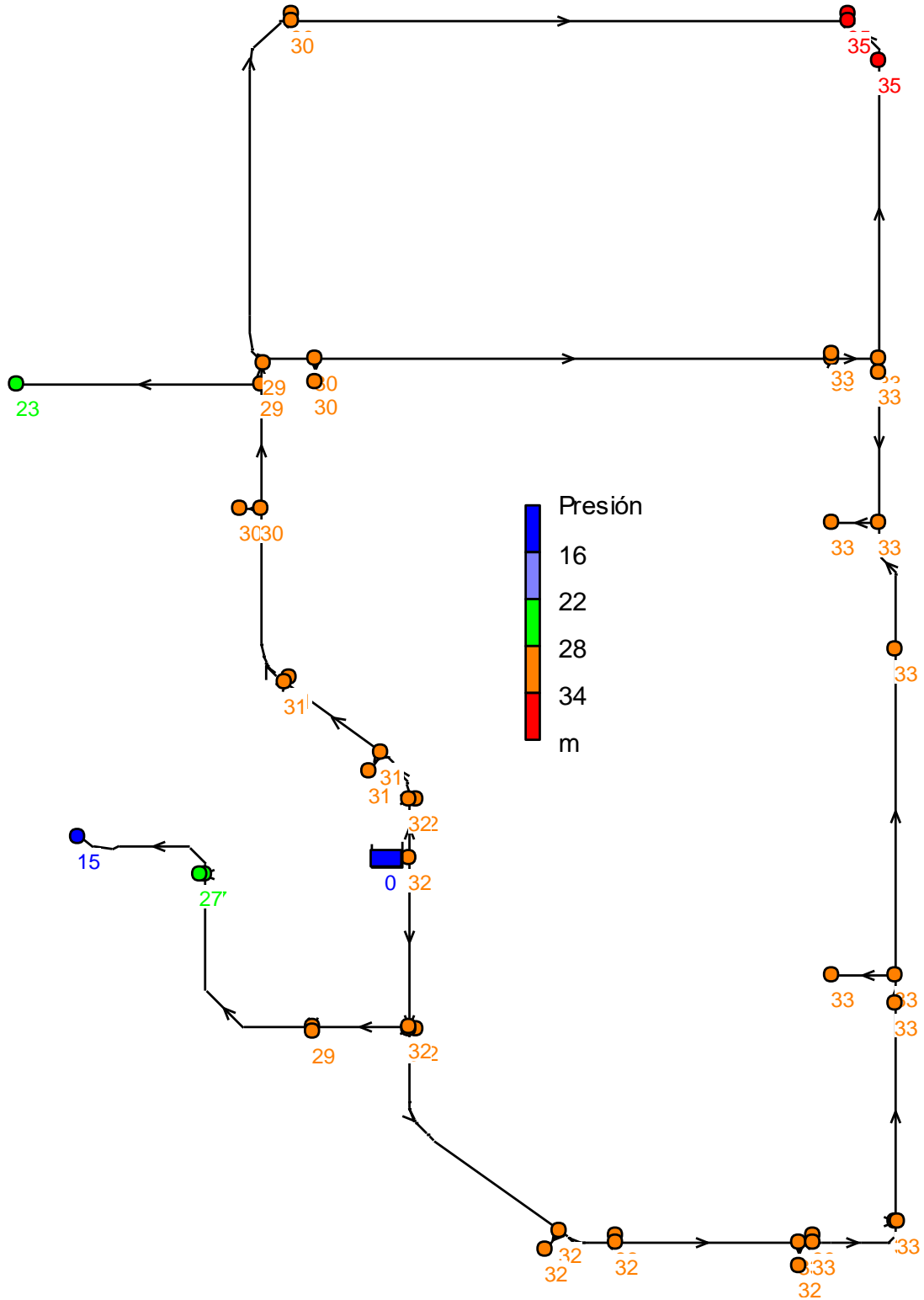
- Para disponer de la presión mínima de 0,15 MPa (15 mca) será necesario situar en el depósito un grupo de bombeo que eleve a 32 m de altura el caudal de cálculo (5,31 l/s). La presión mínima se da en la zona del acceso A4, el de la Glorieta de Pascual Bravo, que es el punto más alto.
- La velocidad máxima es de 1,06 m/s a la salida del depósito, lo que se considera aceptable.

4.- RESULTADOS DE LOS CÁLCULOS

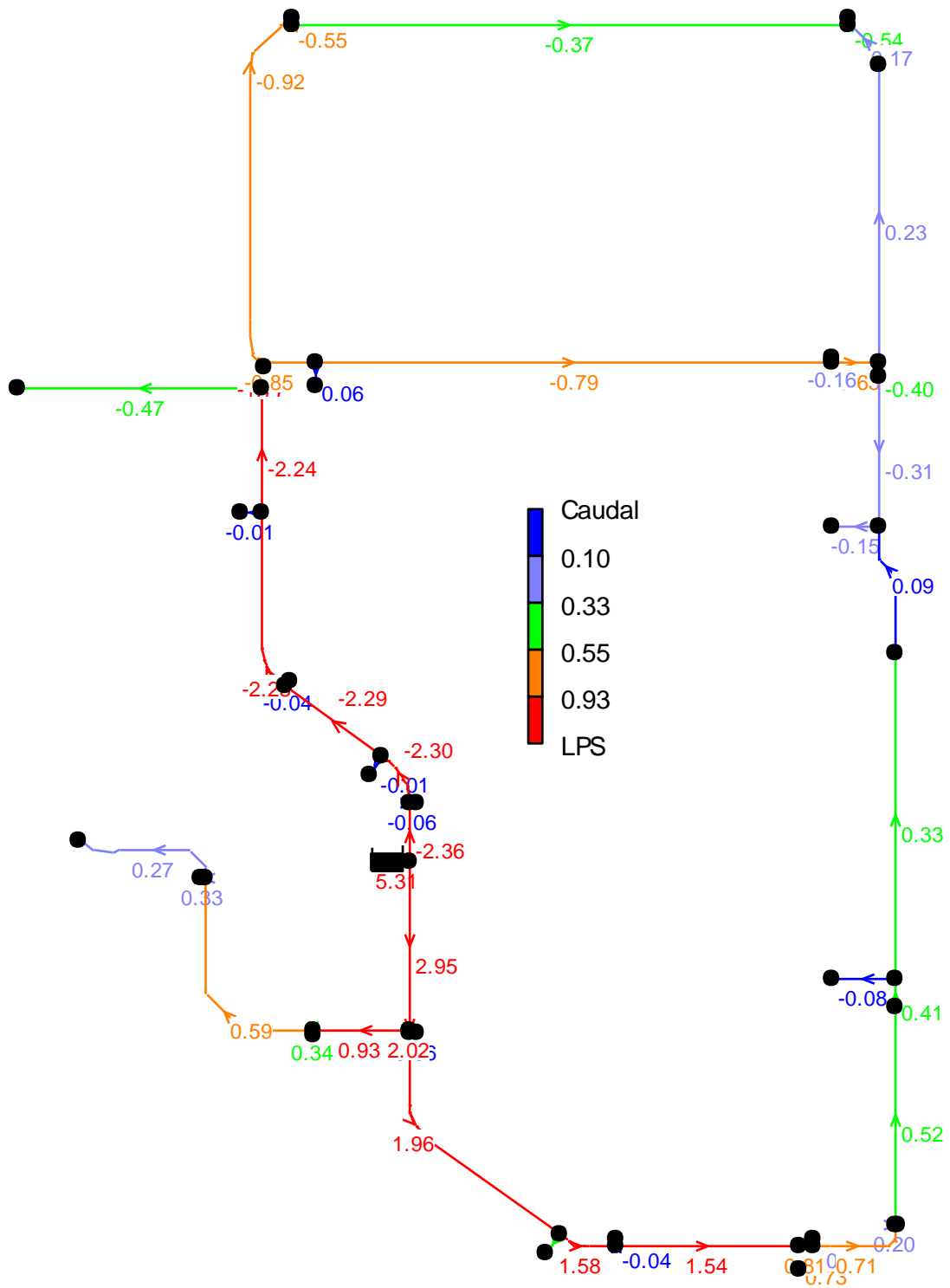
4.1.- COTAS EN LOS NUDOS DE CÁLCULO



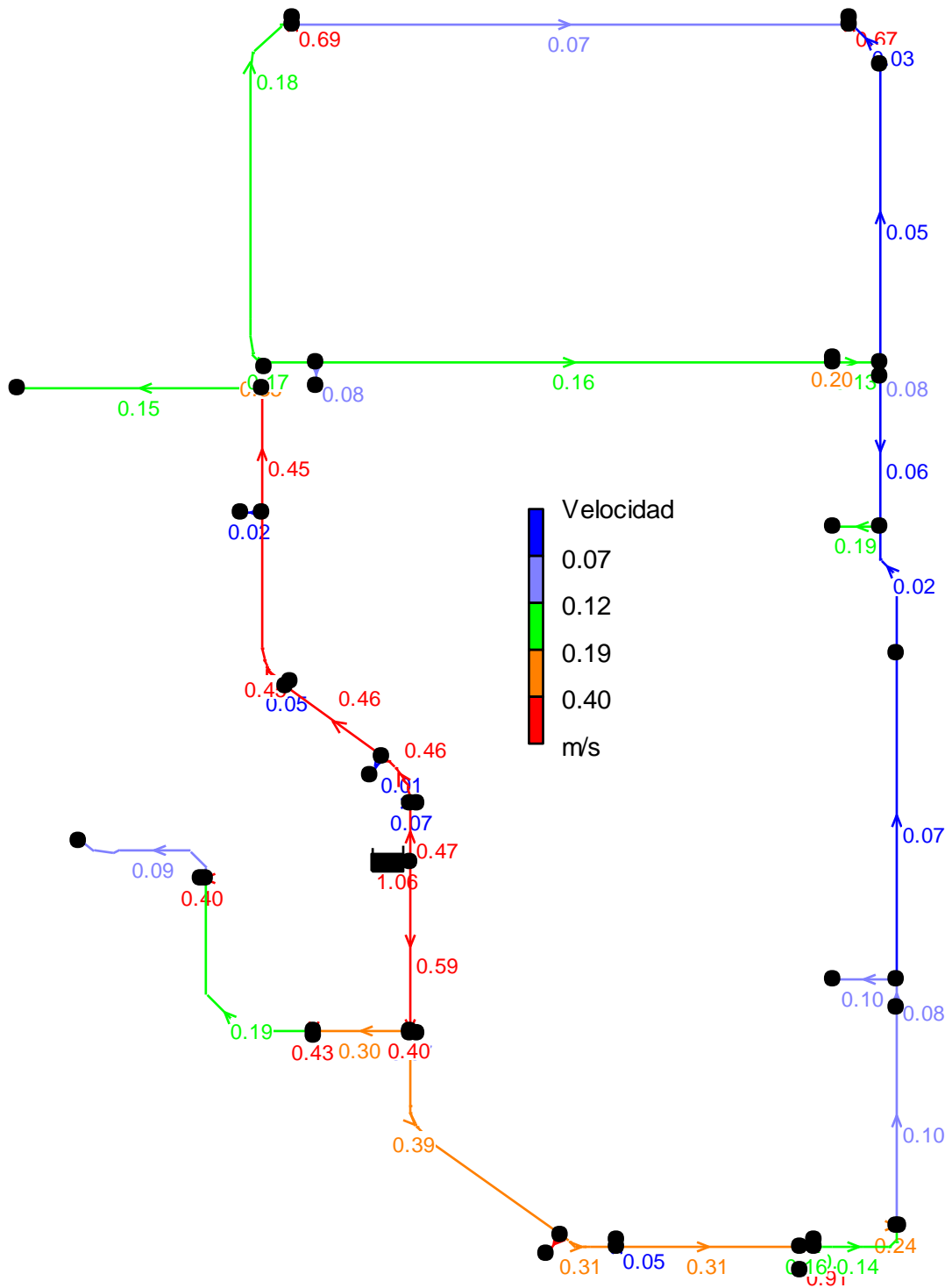
4.3.- PRESIÓN EN LOS NUDOS DE CÁLCULO



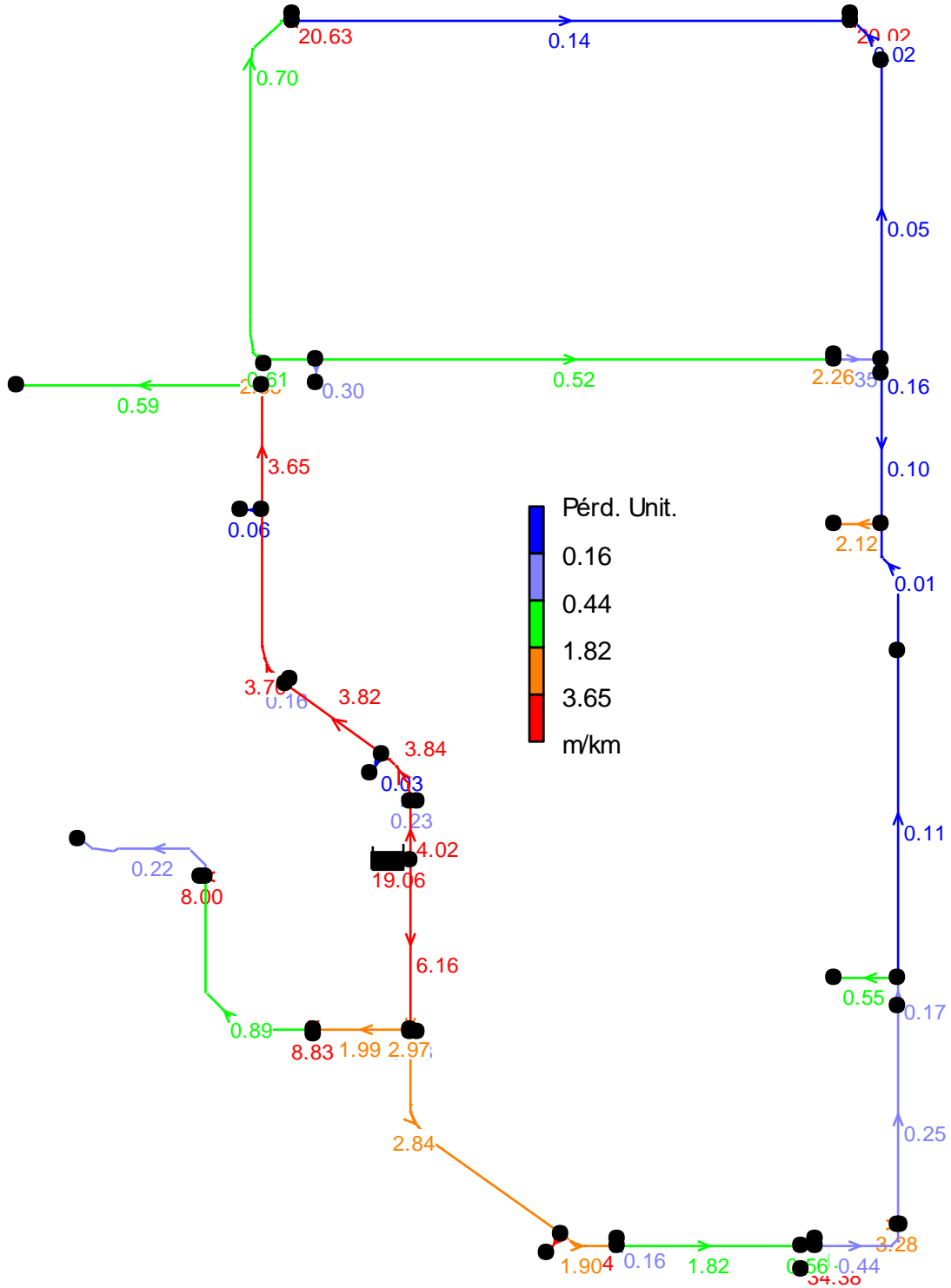
4.4.- CAUDAL EN LOS TRAMOS DE CÁLCULO



4.5.- VELOCIDAD EN LOS TRAMOS DE CÁLCULO



4.6.- PÉRDIDAS DE CARGA EN LOS TRAMOS DE CÁLCULO



5.- PREDISEÑO DEL DEPÓSITO DE AGUA REGENERADA

Como se ha indicado en el apartado anterior, para disponer de presión suficiente en la red de agua regenerada será necesario que el depósito disponga de unos grupos de bombeo que eleven el agua a 32 m de altura con un caudal de 5,31 l/s.

Para dimensionar el depósito se va a seguir la indicación de las Normas para Redes de Reutilización del Canal de Isabel II (apartado III.7 Dimensionamiento de los depósitos), de manera que tendrá capacidad para atender la demanda del día medio del mes de máximo consumo de toda la zona atendida desde el depósito (191 m³, según se indicó en el apartado 2).

Se considera que el llenado del depósito también se realizará en 10 horas, con lo que el caudal de diseño será de 5,31 l/s, al igual que el de la conducción de salida del depósito, con lo que la velocidad máxima será de 1,06 m/s. Esta situación permitiría (en caso de necesidad) abastecer directamente la red de distribución desde la conducción de llenado del depósito.

6.- CÁLCULO DE LOS MACIZOS DE ANCLAJE

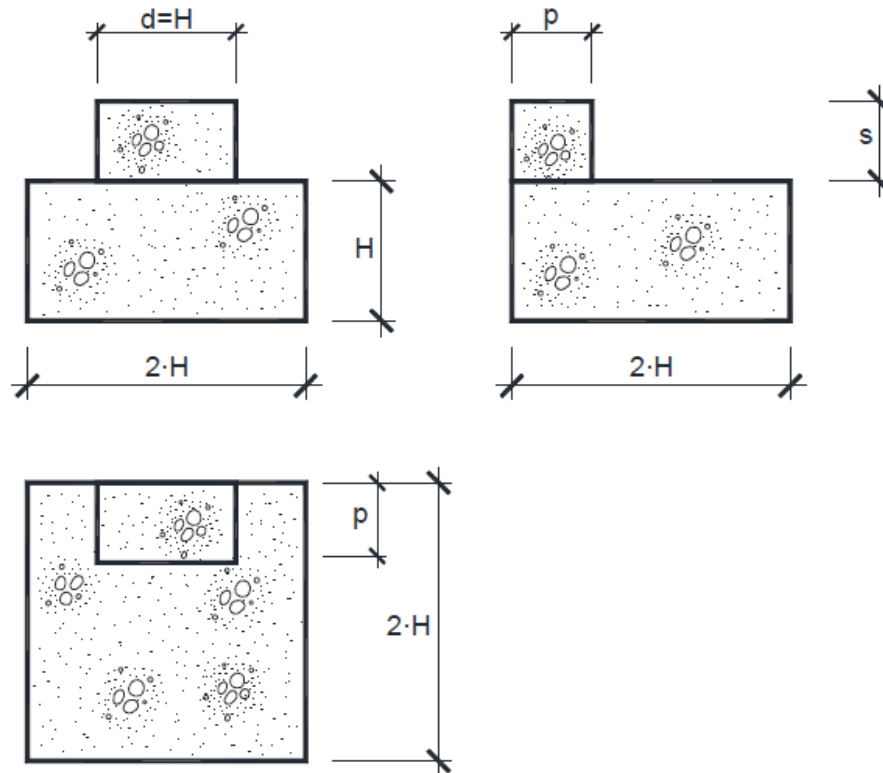
6.1.- INTRODUCCIÓN

Para el cálculo de los macizos de anclaje van a emplearse los criterios de diseño establecidos en las Normas para Redes de Abastecimiento de Canal de Isabel II Gestión.

6.2.- GEOMETRÍA DEL MACIZO

Se considera que el diseño más práctico y eficaz para los macizos de anclaje es de forma paralelepípedica.

El dimensionamiento se realiza a partir de macizos de base cuadrada, $L = 2 \cdot H$, siendo H la altura del mismo, como se observa en la siguiente figura.



Se exceptúan de lo anterior los macizos de anclaje de alojamientos, en los que las dimensiones de los mismos excedan de las dimensiones obtenidas por cálculo estructural, debido a la suma de las longitudes de los elementos.

Los dados de hormigón a los que se anclará la conducción, tendrán forma de paralelepípedo recto de altura s y base d, p , siendo:

$$s = 0,30 + DN + 0,15$$

$$p = \max[(DN + 0,10); (0,40)]$$

$$d = \frac{L}{2} = H$$

El empuje actúa a una distancia h de la cara superior del macizo.

$$h = \frac{DN}{2} + 0,30$$

El valor de h adoptado permite una holgura (0,30 m) suficiente para facilitar la maniobra de los tornillos en el supuesto de uniones embridadas.

6.3.- EMPUJES DE CÁLCULO

Siendo MDP el valor de la máxima presión de diseño, el empuje hidráulico para los distintos componentes se obtiene aplicando las siguientes fórmulas:

- Codo:

$$E = MDP \cdot \left(\frac{\pi \cdot ID^2}{4} \right) \cdot 2\text{sen}\left(\frac{\theta}{2}\right)$$

ID = Diámetro interior de la conducción

θ = Ángulo de desviación

- Derivación:

$$E = MDP \cdot \left(\frac{\pi \cdot IDD^2}{4} \right)$$

IDD = Diámetro interior de la derivación

- Válvula:

$$E = MDP \cdot \left(\frac{\pi \cdot ID^2}{4} \right)$$

ID = Diámetro interior de la conducción

- Cono de reducción:

$$E = \frac{MDP}{4} \cdot \pi \cdot \left(ID_1^2 - ID_2^2 \right)$$

ID₁ = Diámetro mayor de la reducción

ID₂ = Diámetro menor de la reducción

6.4.- HIPÓTESIS DE CÁLCULO

El procedimiento de cálculo utilizado consiste en realizar un predimensionamiento del macizo imponiendo unos coeficientes de seguridad frente a deslizamiento y vuelco determinados, y comprobando después que las tensiones transmitidas al terreno son admisibles. En este sentido, las hipótesis de cálculo adoptadas son las siguientes:

- El valor del **coeficiente de seguridad** considerado en las comprobaciones realizadas frente a **deslizamiento es 1,5**, conforme a las prescripciones del Código Técnico de la Edificación CTE-SE-C.
- El valor del **coeficiente de seguridad** considerado en las comprobaciones realizadas frente a **vuelco es 1,8**, conforme a las prescripciones del Código Técnico de la Edificación CTE-SE-C.
- **Características de los materiales** empleados en el diseño (EHE):
 - o Peso específico del hormigón= 2.300 kg/m³.
 - o Peso específico del acero= 7.850 kg/m³.

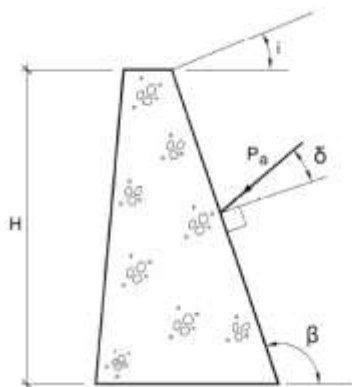
- Límite elástico del acero: $f_y \geq 400 \text{ N/mm}^2$.
- Resistencia del hormigón: $f_c \geq 25 \text{ N/mm}^2$.
- Coeficientes parciales de seguridad de los materiales (ELU):
 $\gamma_c = 1,5$ (hormigón) $\gamma_s = 1,15$ (acero)
- **Características del terreno:** se consideran los siguientes valores unificados del terreno:
 - Peso específico del terreno $\gamma = 1.800 \text{ kg/m}^3$.
 - Ángulo de rozamiento interno $\Phi = 30^\circ$.
 - Tensión admisible del terreno σ no inferior a 10 t/m^2 .
- La **conducción se encuentra enterrada** de tal forma que sobre la generatriz de la tubería se dispone, al menos, un espesor de tierras de 1 m debidamente compactadas. El macizo de anclaje se dispondrá por debajo del componente a anclar, excavando el fondo de la zanja de la conducción y hormigonando contra el terreno siempre que lo permitan las condiciones geotécnicas del mismo. En caso contrario, se procederá al encofrado del macizo de anclaje y posterior relleno con suelo seleccionado compactado al 95% Próctor.

Esta hipótesis implica el cumplimiento de las siguientes cuestiones:

1. Antes de proceder a excavar la cobertura de tierras existente sobre un macizo de anclaje habrá que proceder al vaciado de dicho tramo de tubería.
2. Antes de proceder a la realización de las pruebas de carga de la tubería habrá que ejecutar el relleno debidamente compactado (al menos de 1 m) sobre los macizos de anclaje.

En el caso de alojamientos (registros y cámaras), no se considera la existencia de rellenos.

- Se considera la colaboración del empuje activo del terreno en la pared lateral del macizo. El valor del coeficiente de empuje activo K_A definido en el Código Técnico de la Edificación CTE-SE-C es el siguiente:



$$K_A = \left[\frac{\operatorname{cosec} \beta \cdot \operatorname{sen}(\beta - \phi)}{\sqrt{\operatorname{sen}(\beta + \delta)} + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\delta + \phi) \cdot \operatorname{sen}(\phi - i)}{\operatorname{sen}(\beta - i)}}} \right]^2$$

Siendo:

- i y β los ángulos definidos en la figura anterior.
- δ el ángulo de rozamiento entre la cara lateral del macizo y el terreno.
- Φ el ángulo de rozamiento interno del terreno o relleno del trasdós.

En los cálculos realizados se ha considerado $i = 0^\circ$, $\beta = 90^\circ$ y simplificada $\delta = 0^\circ$.

De este modo la resultante del empuje activo, E_A , es una fuerza horizontal cuya posición depende de la profundidad de excavación, de las dimensiones del macizo y del peso específico, γ , del terreno.

- No se considera la colaboración del **empuje pasivo** del terreno en la cara lateral del macizo.
- La **fuerza de rozamiento** generada como oposición al movimiento en la base del macizo se define como:

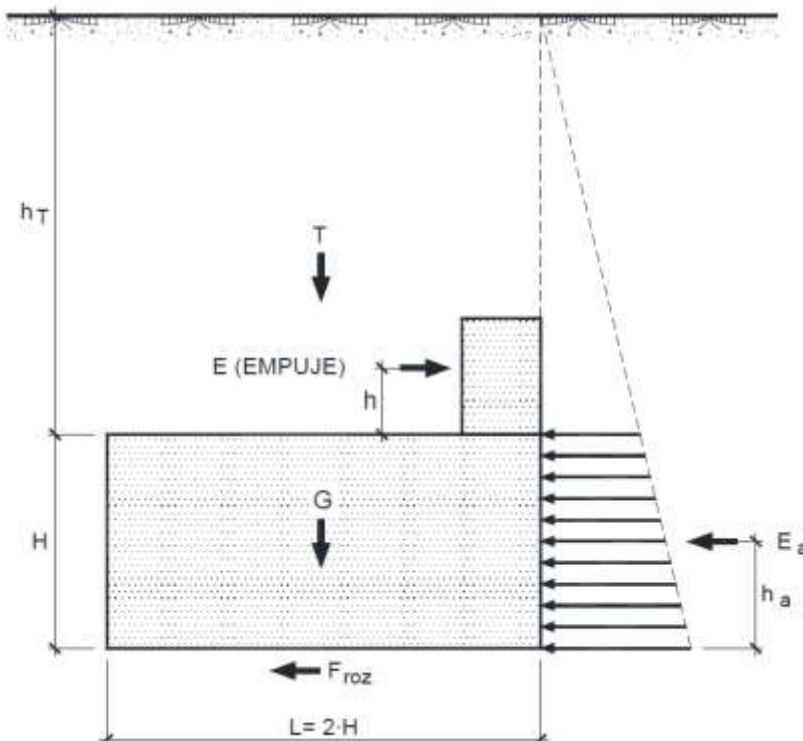
$$F_{roz} = \mu \times (G + T)$$

Siendo:

- o μ Coeficiente de rozamiento $\mu = \tan \Phi$,
- o G Peso del macizo $G=2,3 \times \text{Volumen del macizo}$
- o T Peso del relleno que gravita sobre el macizo, (simplificada) $T = \gamma \times h_T \times L \times L$.

En el caso de alojamientos (registros y cámaras), no se considera la existencia de rellenos, por lo que $T = 0$.

- No se considera el peso propio del dado de hormigón en el dimensionamiento.
- No se considera la posible colaboración de la tipología de unión entre componentes en la compensación de esfuerzos.
- El esquema general de las fuerzas actuando en el macizo, y la formulación básica de partida es la siguiente:



Coeficiente seguridad frente al deslizamiento:

$$C_s = \frac{F_{estabilizadoras}}{F_{desestabilizadoras}} \geq 1,50$$

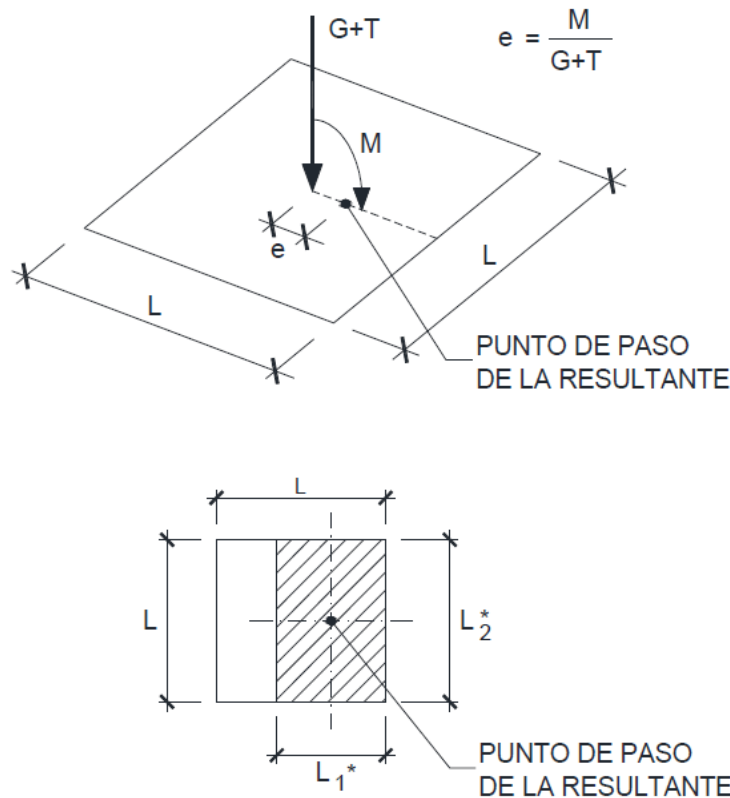
Coeficiente seguridad frente al vuelco:

$$C_v = \frac{M_{\text{estabilizadores}}}{M_{\text{desestabilizadores}}} \geq 1,80$$

- Una vez dimensionado el macizo de acuerdo y garantizado su comportamiento frente a deslizamiento y vuelco, se comprobará que el terreno admite las presiones resultantes. Es decir, se calcularán las tensiones transmitidas comprobándose que en ningún caso superan las admisibles por el terreno.

En los cálculos realizados se ha considerado que la tensión admisible del terreno no es inferior a 10 t/m².

De acuerdo con el Código Técnico de la Edificación CTE-SE-C, para realizar esta nueva comprobación, calculamos el área equivalente de la base del macizo: L1*, L2*, siendo L1* = L-2e, L2* = L, y e la excentricidad en la dirección del empuje.



La tensión final se obtendrá descontando al resultado obtenido aplicando el criterio del CTE, la presión del terreno desalojado durante su excavación, $\sigma_{ex} = \gamma \cdot x (h_T + H)$, es decir:

$$\sigma = \frac{(G + T)}{L1^* \cdot L2^*} - \gamma \cdot (h_T + H) \leq 10 \text{ t/m}^2$$

En aquellos casos puntuales en los que se han obtenido valores superiores a dicha tensión admisible, se ha procedido a aumentar proporcionalmente la superficie cuadrada de la base del macizo, manteniendo el canto inicialmente calculado.

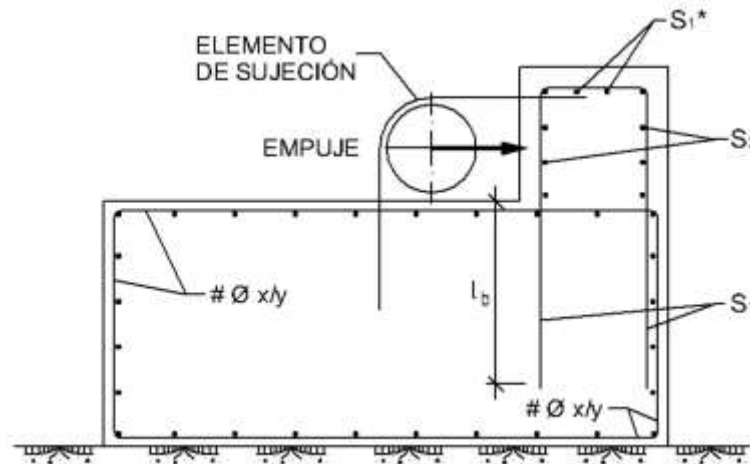
En el caso de alojamientos (registros y cámaras), no se considera el descuento de la

presión del terreno desalojado durante su excavación.

- Para el caso de alojamientos (registros y cámaras), las dimensiones del macizo obtenidas mediante cálculo tienen que ser compatibles con las obtenidas en función de las longitudes de los elementos incluidos en dichos alojamientos.

6.5.- ARMADO

La armadura de anclaje en el macizo se proyectará conforme a las prescripciones de la EHE-08 Instrucción de Hormigón Estructural, siguiendo los esquemas propuestos en la figura siguiente:



Se emplearán recubrimientos mínimos de 70 mm, tal y como corresponde a piezas hormigonadas contra el terreno. Aunque se disponga de hormigón de limpieza, tanto las paredes laterales como la cara superior del macizo quedarán en contacto directo con el terreno (EHE-08. Art. 37.2.4).

Se recomienda emplear armaduras de diámetro mínimo 12 mm (EHE-08. Art. 58.8.2).

Tanto la longitud de anclaje, l_b , de la armadura S_1 y S_1^* como, en caso de ser necesario, la longitud de solapo entre la armadura de espera del macizo y la armadura vertical del dado, S_1 , deben ajustarse a las prescripciones dadas en el artículo 69.5.

La armadura horizontal, S_2 , y vertical S_1 , del dado deben cumplir las cuantías geométricas mínimas respecto a la sección total del hormigón establecidas en el artículo 42.3.5. de la EHE-08. Las armaduras calculadas, S_1 y S_2 , corresponden a cada una de las caras de la sección.

- Cuantía mínima armadura horizontal S_2 : 2,0 ‰
- Cuantía mínima armadura vertical S_1 : 1,2 ‰

Todas la armaduras cumplirán tanto separaciones mínimas como máximas indicadas en la EHE-08:

- Distancia libre mínima (artículo 69.4.1.1):
- Distancia libre ≥ 20 mm.

- Distancia libre \geq diámetro de la barra mayor.
- Distancia libre \geq 1,25 veces el tamaño máximo del árido.
- Separación máxima entre barras (artículo 42.3.1): $s \leq 30$ cm.

En caso de que no se cumpla la separación máxima entre barras, será necesario añadir una armadura suplementaria S_1^* (en cada cara), tal como se indica en la figura anterior.

En caso de dado con elemento o pasamuros alojado, hay que tener especial cuidado en que no queden zonas de hormigón sin armar.

El procedimiento de cálculo seguido para determinar la armadura S_1 dispuesta, consiste en garantizar que la sección que conecta el dado con el macizo resiste tanto el momento flector como el cortante (resistido este último por corte-fricción), introducidos por el empuje. En ningún caso este armado será inferior al que prescribe la EHE-08 por cuantías mínimas, (artículo 42.3.5).

El estado de corte-fricción, tal y como se recoge en el “Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón. En masa, armado y pretensado” de J. Calavera, es en definitiva un Estado Límite Último no considerado explícitamente por la EHE, y que consiste en comprobar que la transferencia de esfuerzos se realiza directamente por cortante a través de una superficie potencial de fisuración o una junta entre dos hormigones.

Al experimentar un corrimiento paralelo a la superficie mencionada de las partes A y B, las crestas de la superficie rugosa montan unas sobre otras tensando la armadura de cosido A_{st} . Esta armadura A_{st} se refiere a cada una de las filas de armaduras perpendiculares a la dirección del empuje.

La componente $A_{st} \cdot f_{yd} \cdot \mu \cdot \text{sen}(\alpha)$ es la resistencia del refuerzo por cortante y la $A_{st} \cdot f_{yd} \cdot \text{cos}(\alpha)$ es la resistencia por tracción, esta última en el caso de que el ángulo α y el sentido del cortante sean los indicados en la figura siguiente.

La tensión tangencial en la superficie de la fractura, τ_d , puede expresarse de la siguiente forma:

$$V_u = \tau_d \cdot p \cdot d \leq V_n = A_{st} \cdot f_{yd} \cdot [\mu \cdot \text{sen}(\alpha) + \text{cos}(\alpha)]$$

De este modo, el esfuerzo cortante quedaría:

$$\tau_d = \frac{A_{st} \cdot f_{yd}}{p \cdot d} [\mu \cdot \text{sen}(\alpha) + \text{cos}(\alpha)]$$

Siendo:

V_u sollicitación cortante de cálculo

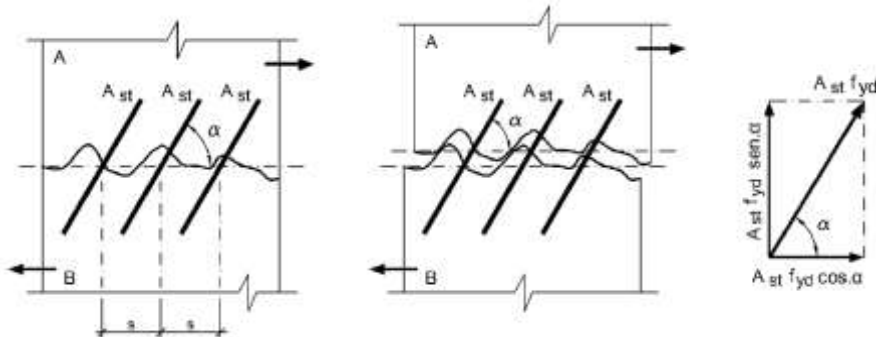
V_n resistencia a cortante de cálculo

A_{st} armadura de cosido

α ángulo de la armadura de cosido

s separación entre redondos

- p largo de la pieza, dado de hormigón en este caso
- d ancho de la pieza en sentido perpendicular
- μ coeficiente de rozamiento entre ambos hormigones



Realmente μ no es tan solo un coeficiente de rozamiento, sino que además tiene en cuenta el efecto del engranaje de las crestas de la superficie de fractura y el efecto de pasador de la armadura. La norma 318-08 del American Concrete Institute (ACI 318-08) especifica los siguientes valores al respecto:

- $\mu = 1,4$ para hormigón colocado monolíticamente
- $\mu = 1,0$ para hormigón colocado contra otro endurecido y de superficie intencionadamente rugosa.
- $\mu = 0,6$ para hormigón colocado contra otro endurecido y de superficie no intencionadamente rugosa.
- $\mu = 0,7$ para hormigón anclado mediante conectadores.

El apartado 47.2.2 Secciones con armadura transversal, de la EHE-08, referido al estado límite de agotamiento por esfuerzo rasante en juntas entre hormigones, limita la tensión rasante de agotamiento a:

$$\tau_d \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq 0,25 \cdot f_{cd} = 0,25 \cdot \frac{f_{ck}}{1,5} \approx 0,166 f_{ck} = 0,166 \cdot 25 \text{ N/mm}^2 \approx 4,15 \text{ N/mm}^2$$

El procedimiento para comprobar el momento flector está recogido en el “Anejo 7 Cálculo simplificado de secciones en Estado Límite de Agotamiento frente a solicitaciones normales”, apartado “3 Flexión simple en sección rectangular”, subapartado “3.2 Comprobación”, de la EHE-08.

La armadura S_2 se obtiene al imponer la condición de cuantía mínima.

Con objeto de minimizar la fisuración superficial del macizo, se arman todas sus caras mediante un mallazo formado por redondos de 12 mm a 10 cm, # Φ 12/10.

6.6.- RESULTADOS

Con los criterios de diseño mencionados, las dimensiones de los macizos de anclaje proyectados coinciden con los recogidos en las Normas para Redes de Abastecimiento

de Canal de Isabel II Gestión. Versión 2012 para una presión de cálculo de 1,6 MPa. Se recogen dichas dimensiones en la siguiente tabla:

	H (m)	L₁ (m)	L₂ (m)	p (m)	s (m)	d (m)	S₁	S₂	S₁[*]
Codo 11,25° Ø80	0,40	0,80	0,80	0,40	0,55	0,40	3Ø12	3Ø12	
Codo 45° Ø80	0,40	0,80	0,80	0,40	0,55	0,40	3Ø12	3Ø12	
Derivación Ø60	0,37	0,70	0,70	0,40	0,55	0,37	3Ø12	3Ø12	
Derivación Ø80	0,45	0,90	0,90	0,40	0,55	0,45	3Ø12	3Ø12	
Cono de reducción Ø80/ Ø60	0,40	0,80	0,80	0,40	0,55	0,40	4Ø12	3Ø12	
Válvula Ø80	0,65	1,30	1,30	0,40	0,55	0,65	4Ø12	3Ø12	