

ANEJO Nº 6

CÁLCULOS HIDRÁULICOS.

ÍNDICE

ANEJO Nº 6	1
CÁLCULOS HIDRÁULICOS.....	1
1.- OBJETIVOS	1
2.- NECESIDADES DE AGUA REGENERADA.....	1
3.- DISPONIBILIDAD DE AGUA REUTILIZADA.....	2
4.- CÁLCULO HIDRÁULICO DE LAS CONDUCCIONES.....	3
4.1.- IMPULSIÓN.....	3
4.1.1.- CÁLCULO HIDRÁULICO DE LA IMPULSIÓN.....	5
4.2.- BOMBEO EN EDAR ALGETE OESTE	9
4.2.1.- GOLPE DE ARIETE.....	13
4.3.- DEPÓSITO.....	18
4.4.- BOMBEO A CALLE PAZOS.....	19
4.4.1.- BOMBEO A RED DE RIEGO PARA EL ESTADO FUTURO Y BALDEO.	19
4.4.2.- BOMBEO A RED DE RIEGO PARA EL ESTADO ACTUAL.	23
4.4.3.- BOMBEO DE RECIRCULACIÓN DE AGUA DEL DEPÓSITO.....	25
4.4.4.- CÁLCULO DEL NPSH EXISTENTE	28
4.5.- RED DE DISTRIBUCIÓN.	30
4.5.1.- DEMANDA DE AGUA.....	30
4.5.2.- BOCAS DE RIEGO.....	30
4.5.3.- CÁLCULO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN.	32
4.5.4.- GOLPE DE ARIETE EN TUBERIAS POR GRAVEDAD POR CIERRE DE VÁLVULAS	45
5.- COLECTORES.....	48
5.1.- CAUDALES DE CÁLCULO	49
5.2.- DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LOS COLECTORES.....	53
5.3.- DIMENSIONAMIENTO DEL ALIVIADERO	62
APÉNDICE Nº 1 PLANO DE DIÁMETROS RESULTANTES Y CAUDALES DE DISEÑO.....	1
APÉNDICE Nº 2 PLANO DE ZONAS VERDES CONSIDERADAS EN EL RIEGO.....	1

1.- OBJETIVOS

El presente estudio tiene por objeto principal realizar el cálculo hidráulico de los elementos que componen el “Proyecto de Suministro de Agua de Riego con Agua Reutilizable en Algete. T.M. Algete”.

Las diferentes partes que se van a estudiar a continuación son las siguientes:

- Relación final de las zonas de riego, dotaciones empleadas.
- Estación de bombeo de la EDAR Algete Oeste, que presenta un grupo de 2+1 bombas para el bombeo de agua regenerada a la zona urbana de Algete.
- Impulsión desde EDAR Algete Oeste a depósito regulador situado en Calle Los Pazos.
- Red de riego por gravedad, correspondiente a la zona Centro, permite el riego de la zona consolidada de Algete , y dará servicio a las zonas verdes actuales y futuras.
- Red de riego por bombeo, corresponde a la zona de la Calle los Pazos.

Así mismo se incluye el cálculo hidráulico de los colectores proyectados en el Polígono Industrial Río de Janeiro.

2.- NECESIDADES DE AGUA REGENERADA.

Según se indicó en el Anejo nº4 se establecen las necesidades de riego por medio de agua reutilizada de Algete. Así como las hipótesis finales de cálculo de la red.

	<i>Superficie m²</i>	<i>Dotación (m³/día)</i>
<i>ZV existentes</i>	<i>188633,556</i>	<i>282,950</i>
<i>ZV planificadas</i>	<i>1816546,710</i>	<i>2724,820</i>
	Total	3007,770

Resumen dotaciones diarias de la totalidad de zonas verdes

Se han aplicado las dotaciones establecidas por la Comunidad de Madrid durante la sequía de 1.991-1.993, se han eliminado las zonas verdes con planificación aplazada y las

que, siendo existentes, son de gestión privada, y resulta que Algete tiene unas necesidades hídricas a futuro de $3.007 \text{ m}^3/\text{d}$.

3.- DISPONIBILIDAD DE AGUA REUTILIZADA.

Todo el sistema de agua regenerada parte de las aguas residuales que se recibirán en la EDAR Algete Oeste cuando ésta entre en servicio.

El caudal máximo que proporcionará el tratamiento terciario de la EDAR es de $4.000 \text{ m}^3/\text{d}$ en 12 horas ($8.000 \text{ m}^3/\text{d}$ en 24 h).

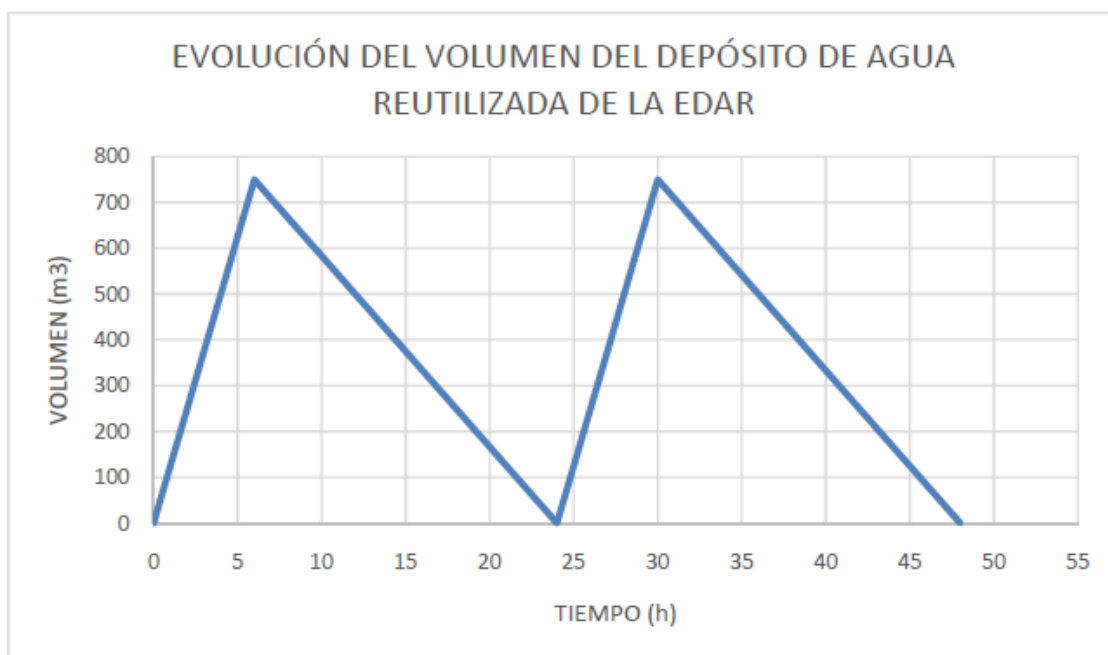
Un volumen de $5.000 \text{ m}^3/\text{d}$ está destinado al campo de golf La Moraleja, por lo que, restarían $3.000 \text{ m}^3/\text{día}$ para regar todas las zonas verdes de Algete (actuales y futuras). Los $3000 \text{ m}^3/\text{d}$ resultan ajustados para satisfacer la demanda futura, sin embargo, resulta ampliamente suficiente para satisfacer el riego de las zonas verdes actuales que demandan $306 \text{ m}^3/\text{d}$.

Se plantea la cuestión de la suficiencia del depósito de regulación de agua reutilizable en la EDAR, cuya capacidad es de 1.000 m^3 .

Para comprobar si la capacidad del depósito es suficiente se realizan diversas hipótesis:

- o La producción de la EDAR de $8.000 \text{ m}^3/\text{d}$ es constante durante las 24 horas
- o El bombeo de 3.000 m^3 al depósito de cabecera de Algete se realiza en 18 horas.
- o El bombeo al campo de golf se realiza en periodos variables (8, 16 y 24 horas, posteriormente se muestra la imposibilidad actual para 8 y 16 horas).

Como consecuencia de este análisis resulta que el depósito de agua reutilizable de la EDAR es suficiente para el campo de golf y la red de riego municipal si el bombeo al campo de golf se realiza en 24 horas y el bombeo a la red municipal a futuro se realiza en 18 h. La capacidad del depósito resultaría insuficiente para tiempos de bombeo menores. La evolución del volumen del depósito en este caso se refleja en el siguiente gráfico.



En el diseño de la red de riego se asume la hipótesis de que a futuro se regarán uniformemente todas las superficies durante un periodo de 8 horas.

4.- **CÁLCULO HIDRÁULICO DE LAS CONDUCCIONES.**

4.1.- IMPULSIÓN.

La conducción desde la EDAR hasta el depósito de regulación tiene una **longitud de unos 6.707m.**

Parte de la sala de bombas del tratamiento terciario de la EDAR de Algete II. En esta sala se encuentra espacio reservado para 4 bombas. El colector de aspiración de las bombas toma el agua del depósito de regulación de agua regenerada que tiene una cota de solera de 591,80.

El material de la impulsión será de PVC-O.

El bombeo se dimensiona para las expectativas futuras, de manera que se eleven los 3.000m³/día en una jornada de bombeo de 18h/día. El **caudal de diseño se toma 46,30 L/s.**

La velocidad máxima del agua se limita de acuerdo con la expresión de Mougny-Manning (punto III.4.4 de la Normas de Reutilización)

$$V = 1,5 \frac{0,013}{n} \sqrt{(ID + 0.05)}$$

Siendo:

V= Velocidad máxima (m/s)

ID= Diámetro interior de la conducción.

n=Coeficiente de rugosidad de Manning . Dado que es PVC-O tomamos n= 0,007

Aplicando esta formulación a las tuberías de PVC-O resulta:

DN (mm)	PN 12,5 D int medio (mm)	PN 16 D int medio (mm)	PN 20 D int medio (mm)	PN 25 D int medio (mm)
90	84,00	84,00	84,00	82,20
110	104,40	104,00	103,20	101,40
140	133,00	132,40	131,20	129,20
160	152,00	151,40	150,00	147,60
200	190,00	189,20	187,40	184,40
225	213,60	212,80	210,80	207,40
250	237,40	236,40	234,20	230,60
315	299,20	298,00	295,20	290,60
355	337,40	336,00	332,40	327,20
400	379,80	378,40	374,80	369,00

DN (mm)	PN 12,5 Vmax (m/s)	PN 16 Vmax (m/s)	PN 20 Vmax (m/s)	PN 25 Vmax (m/s)
90	1,02	1,02	1,02	1,01
110	1,09	1,09	1,09	1,08
140	1,19	1,19	1,19	1,18
160	1,25	1,25	1,25	1,24
200	1,36	1,36	1,36	1,35
225	1,43	1,43	1,42	1,41
250	1,49	1,49	1,49	1,48
315	1,65	1,64	1,64	1,63
355	1,73	1,73	1,72	1,71
400	1,83	1,82	1,82	1,80

	PN 12,5	PN 16	PN 20	PN 25
DN (mm)	Qmax (L/s)	Qmax (L/s)	Qmax (L/s)	Qmax (L/s)
90	5,65	5,65	5,65	5,38
110	9,37	9,29	9,12	8,75
140	16,56	16,38	16,03	15,46
160	22,72	22,51	22,02	21,19
200	38,69	38,30	37,44	36,02
225	51,25	50,79	49,65	47,75
250	66,10	65,43	63,98	61,63
315	115,74	114,62	112,02	107,83
355	155,02	153,46	149,49	143,86
400	206,90	205,05	200,32	192,84

Considerando un caudal de diseño a futuro de 46,30 l/s **adoptamos una tubería DN 250mm**. La tubería a instalar será por tanto de PVC-O, DN250mm y PN25.

Conforme a la norma las ventosas y desagües de la impulsión las pondremos de DN80mm.

4.1.1.- CÁLCULO HIDRÁULICO DE LA IMPULSIÓN.

Para el cálculo hidráulico de la impulsión vamos a utilizar una hoja de cálculo de elaboración propia.

Para determinar caudales y velocidades utilizaremos la ecuación de la continuidad para conducciones a presión a sección llena $Q=V \cdot S$.

Siendo:

Q = Caudal (m³/s)

V = Velocidad (m/s)

S = Sección (m²)

Los cálculos hidráulicos en régimen permanente se realizan mediante la ecuación de Bernoulli

$$h_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} + H_b = h_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta H_{1 \rightarrow 2}$$

Donde:

h_i = Altura del punto i respecto al plano de referencia (m)

P_i = Presión del agua en el punto i (m.c.a.)

V_i = Velocidad del agua en el punto i (m/s)

H_b = Altura de bombeo necesaria (m)

ΔH_{1-2} = Pérdida de carga entre 1 y 2 (m)

Se pueden computar las pérdidas de carga en línea mediante diversas expresiones, de las cuales la más recomendable ("Guía técnica sobre tuberías para el transporte de agua a presión" CEDEX, 2003) es la de Darcy y Weisbach:

$$J = \frac{\Delta H_c}{L} = \frac{f * V^2}{ID * 2g}$$

Siendo:

J pérdida de carga continua, por unidad de longitud, en m/m

ΔH_c pérdida de carga continua, en m

L longitud del tramo, en m

v velocidad del agua, en m/s

g aceleración de la gravedad, en m/s²

f coeficiente de pérdida de carga por unidad de longitud (o coeficiente de fricción), adimensional

En general, el cálculo del coeficiente de pérdida de carga por unidad de longitud, f , puede realizarse mediante la expresión de Colebrook-White (1939):

$$f = \frac{0,25}{\left[\log \left(\frac{k}{3,71ID} + \frac{2,51}{Re\sqrt{f}} \right) \right]^2}$$

siendo:

k rugosidad absoluta de la tubería, en m

Re número de Reynolds, adimensional:

$$Re = \frac{v * ID}{\nu_c}$$

ν_c viscosidad cinemática, en m²/s (1,01 x10⁻⁶, para el agua a 20°C)

Calculamos las pérdidas de carga para K=0,06 (PVC-O) para una tubería de DN 250 PN25 para el caudal actual (23,15L/s) y futuro (46,30L/s).

Caudal	DN mm	D int medio (mm)	PN	J (mca/km)
Actual 23,15 L/s	250	230.6	25	1,31
Futuro 46,30 L/s	250	230.6	25	4,73

La pérdida de carga localizada la estimamos incrementando la longitud de la tubería en un 10%.

Suponemos que toda la conducción de impulsión será de PN25. En base a ello las pérdidas totales para el caudal actual resultan de:

$$\text{Pérdidas} : 1,10 * 1,31 * 6,707 = 10 \text{ mca}$$

Suponemos que toda la conducción de impulsión será de PN25. En base a ello las pérdidas totales para el caudal futuro resultan de:

$$\text{Pérdidas} : 1,10 * 4,73 * 6,707 = 35 \text{ mca}$$

Consideramos la situación pésima de bombear con el depósito lleno (cota del agua máx en los depósitos 756), resultan las siguientes alturas para el caudal de futuro y considerando un margen de 5mca.

Altura hidrostática máxima: $756 - 591.80 = 166,20$ mca

Altura de impulsión= $756 - 591.80 + 35 + 5 = 206,20$ mca

A continuación detallamos la curva característica de la impulsión conforme a las siguientes hipótesis:

- o Toda ella en PVC-O DN250mm PN25.
- o $K=0,06$, longitud 6.707m
- o Las pérdidas localizadas se consideran aumentando la longitud un 10%.
- o Cota depósito de la EDAR: 591,80
- o Cota máxima del agua en los depósitos superiores: 756,00
- o Margen de 5mca.

CURVA CARACT DE LA IMPULSIÓN

TUB PVC-O DN250 PN25

Q (m3/h)	Q (L/s)	Perdidas (mca)	Alt imp (mca)
54	15.00	4.34	173.54
72	20	7.35	176.55
79.2	22	8.75	177.95
90	25	11.08	180.28
108	30	15.52	184.72
126	35	20.67	189.87
135	37.5	23.51	192.71
144	40	26.53	195.73
162	45	33.07	202.27

CURVA CARACT DE LA IMPULSIÓN

TUB PVC-O DN250 PN25

198	55	48.25	217.45
234	65	66.18	235.38

4.2.- BOMBEO EN EDAR ALGETE OESTE

El bombeo se dimensiona para que, a futuro, eleve los 3.000 m³ de dotación de Algete en una jornada de 18 h de bombeo desde la cota 591.8 msnm en la que se encuentra el depósito de agua regenerada de la EDAR Algete Oeste hasta la cota 756 msnm. No se dispondrá de variador de frecuencia. De acuerdo con las recomendaciones del Canal elijiremos una bomba a 1500rpm Se estudia la posibilidad de realizar dos configuraciones distintas:

2bombas+1R

3bombas+1 R

En el cuadro reflejado a continuación vemos los datos del predimensionamiento más importantes.

	2+1	
Situación:	Futuro	Actual
Vol elev (m3/día):	3,000.00	300.00
Nº bombas func (ud):	2.00	1.00
Nº bombas reserv (ud):	1.00	1.00
Jornada func (h/día):	18.00	3.60
Caudal med por bomba (m3/h):	83.33	83.33
Caudal med elev (m3/h):	166.67	83.33
Caudal med elev (L/s):	46.30	23.15

	3+1	
Situación:	Futuro	Actual
Vol elev (m3/día):	3,000.00	300.00
Nº bombas func (ud):	3.00	1.00
Nº bombas reserv (ud):	1.00	1.00
Jornada func (h/día):	18.00	5.40
Caudal med por bomba (m3/h):	55.56	55.56
Caudal med elev (m3/h):	166.67	55.56
Caudal med elev (L/s):	46.30	15.43

Se han comprobado los rendimientos hidráulicos para tres modelos de bombas resultando rendimientos en torno al 75%.

Bomba A 100/11.8.1 10.167: 11 etapas 1488rpm rodete 245mm aspiración axial. Los puntos de funcionamiento de cada una de las opciones conforme a la curva de la anterior bomba son:

A 100/11.8.1 10.167: 11 etapas RODETE

Modelo:	245 A 1488RPM		
Configuración:	2+1		
	Punto funcionamiento	Punto funcionamiento	
Nº bombas func:	2	Nº bombas func:	1
Q unit (L/s):	23.1	Q unit (L/s):	28.3
Altura (mca):	207	Altura (mca):	183
Rend hid (%):	78.00%	Rend hid (%):	78.00%
Pot en eje dem (Kw):	60.0	Pot en eje dem (Kw):	65.2
Pot motor min (kw):	66.0	Pot motor min (kw):	71.7
Pot motor disp (Kw):	75.0	Pot motor disp (Kw):	75.0
Rend motor (%):	93.00%	Rend motor (%):	93.00%
Vol diario elv (m3/d):	3,000.0	Vol diario elv (m3/d):	300.0
Q bomb (L/s):	46.1	Q bomb (L/s):	28.3
Q bomb (m3/h):	166.0	Q bomb (m3/h):	102.0
Horas func (h/d):	18.1	Horas func (h/d):	2.9
Energ cons (Kwh/d):	2,332.8	Energ cons (Kw/d):	206.2
Energ cons (Kwh/m3):	0.78	Energ cons (Kwh/m3):	0.69

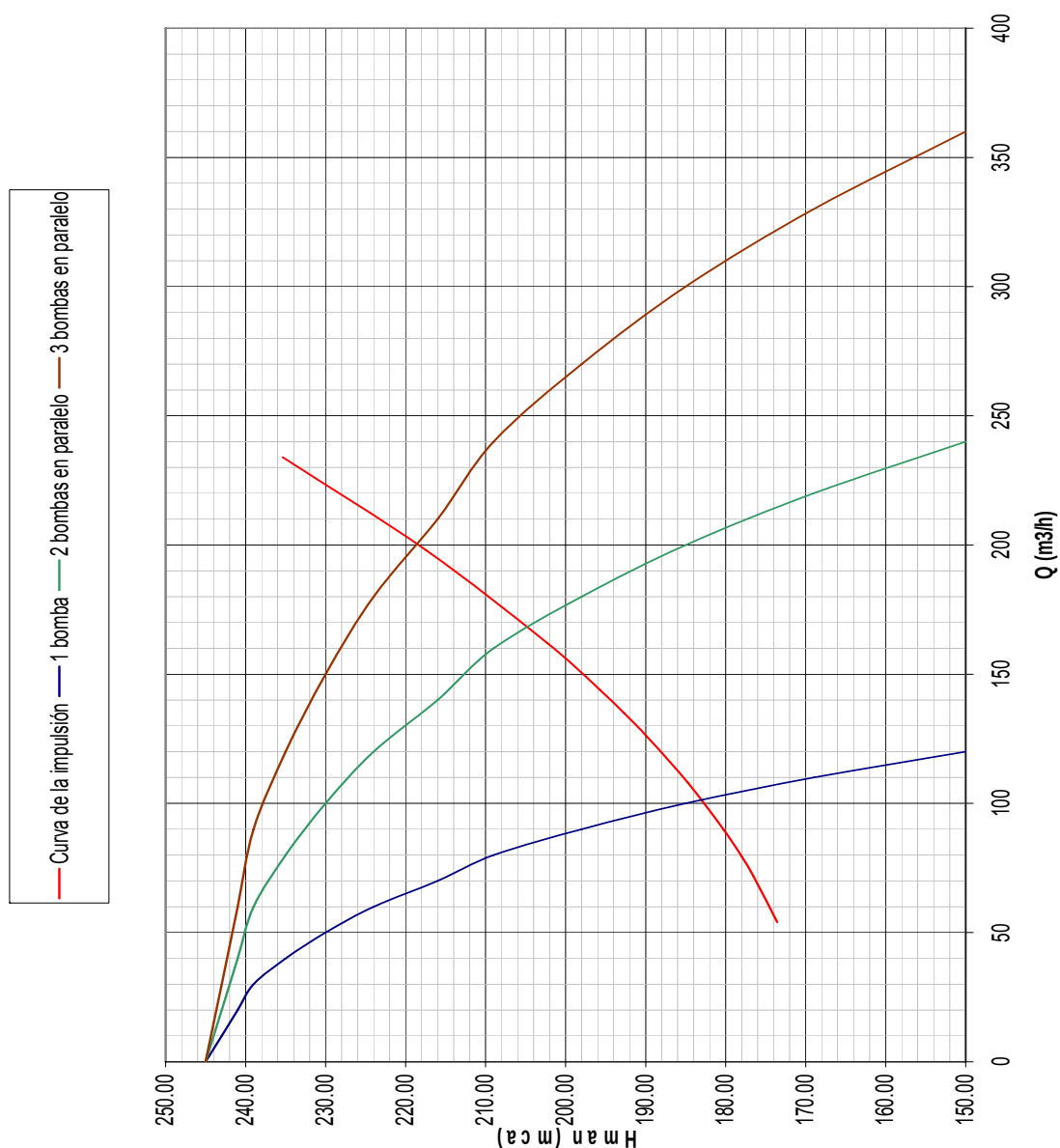
A 100/11.8.1 10.167: 11 etapas RODETE

Modelo:		245 A 1488RPM			
Configuración:		3+1			
Punto funcionamiento		Punto funcionamiento		Punto funcionamiento	
Nº bombas func:	3	Nº bombas func:	2	Nº bombas func:	1
Q unit (L/s):	18.8	Q unit (L/s):	23.1	Q unit (L/s):	28.3
Altura (mca):	218	Altura (mca):	207	Altura (mca):	183
Rend hid (%):	74.20%	Rend hid (%):	78.00%	Rend hid (%):	78.00%
Pot en eje dem (Kw):	54.0	Pot en eje dem (Kw):	60.0	Pot en eje dem (Kw):	65.2
Pot motor min (kw):	59.4	Pot motor min (kw):	66.0	Pot motor min (kw):	71.7
Pot motor disp (Kw):	75.0	Pot motor disp (Kw):	75.0	Pot motor disp (Kw):	75.0
Rend motor (%):	93.00%	Rend motor (%):	93.00%	Rend motor (%):	93.00%
Vol diario elv (m3/d):	3,000.0	Vol diario elv (m3/d):	2,425.0	Vol diario elv (m3/d):	300.0
Q bomb (L/s):	56.3	Q bomb (L/s):	46.1	Q bomb (L/s):	28.3
Q bomb (m3/h):	202.5	Q bomb (m3/h):	166.0	Q bomb (m3/h):	102.0
Horas func (h/d):	14.8	Horas func (h/d):	14.6	Horas func (h/d):	2.9
Energ cons (Kwh/d):	2,582.6	Energ cons (Kw/d):	1,885.7	Energ cons (Kw/d):	206.2
Energ cons (Kwh/m3):	0.86	Energ cons (Kwh/m3):	0.78	Energ cons (Kwh/m3):	0.69

A la vista de estos resultados creemos óptima la solución de 2+1 (bomba de 11 etapas 1488rpm con motor de 75Kw) por:

- o Economía de instalación.
- o Simplicidad de funcionamiento.
- o En la disposición inicial de 1+1 puede dar hasta 1.836 m³/día funcionando 18h/día lo que representa más del 61% de la demanda futura.

A continuación adjuntamos la curva de la bomba propuesta en la que se reflejan las curvas de la impulsión para las tres situaciones estudiadas:



Decidida la bomba comprobamos a continuación los valores de NSPH requerido y disponible.

Conforme a las curvas de la bomba elegida vemos que el máximo valor del NSPH requerido se da cuando trabaja una única bomba siendo para esta situación $Q = 102 \text{ m}^3/\text{h}$ $\text{NPSH}_{\text{req}} = 2,20 \text{ mca}$.

Dado que la bomba aspira el agua de un depósito a presión atmosférica el NPSH disponible será:

$$\text{NPSH}_{\text{Disponible}} = Z_{A1} - Z_D + P_{\text{amb}} - P_V - \Delta H_{A1-D}$$

Siendo:

- o Z_{A1} = Cota de la lámina de agua en el depósito en m. Dado que la solera del depósito está a la cota 591,80, supondremos que la altura mínima de aspiración del agua es $591,80 + 0,5 = 592,30$
- o Z_D = Cota de la bomba de impulsión en m. Ya que la cota de la solera de la sala de bombas es la 591,50 supondremos que el eje de la bomba se encuentra a la $591,50 + 0,6 = 592,10$
- o P_{amb} = Presión atmosférica en mca. Supondremos que $943 \text{ mbar} = 9,62 \text{ mca}$.
- o P_V = Presión de vapor del agua en mca. Supondremos de manera conservadora que el agua tiene una temperatura de 30°C luego una $P_V = 0,43 \text{ mca}$
- o ΔH_{A1-D} = Pérdidas en el colector de aspiración desde el depósito a la bomba de impulsión en m. Dado que aspiran las bombas del campo de golf del mismo colector supondremos que están en funcionamiento $Q = 5000 \text{ m}^3/\text{día}$ en $24 \text{ h}/\text{día} = 208 \text{ m}^3/\text{h} = 58 \text{ L/s}$. Este caudal sumado a los $46,3 \text{ L/s}$ de Algete totaliza $104,3 \text{ L/s}$. El colector de aspiración es DN400mm por lo que la velocidad es de $0,832 \text{ m/s}$, lo que implica una energía cinética de $0,04 \text{ mca}$. Las pérdidas de carga se detallan a continuación
 - o Embocadura $K = 0,7 = 0,03 \text{ mca}$
 - o T de entrada $= 2,5 = 0,1 \text{ mca}$.
 - o Continua. Son $8,10 \text{ m}$ de colector de aspiración de acero inoxidable DN400mm $K = 0,1$, implica unas pérdidas de $J = 0,0015 \text{ m/m} = 0,012 \text{ mca}$
 - o T derivación $= 0,1 \text{ mca}$.
 - o Total $= 0,25 \text{ mca}$

$NPSH_{Disponible} = 592,30 - 592,10 + 9,62 - 0,43 - 0,25 = 9,14 \text{ mca}$ muy superior al necesario.

4.2.1.- GOLPE DE ARIETE.

El golpe de ariete lo hemos calculado por medio de dos vías. En primer lugar hemos calculado el golpe de ariete utilizando la formulación de Michaud y Allievi:

Michaud para conducciones cortas si $L < aT/2$ ----->

$$\Delta P = \pm \frac{2Lv}{gT}$$

Allievi para conducciones largas si $L > aT/2$

$$\Delta P = \pm \frac{av}{g}$$

siendo:

ΔP sobrepresión debido a golpe de ariete.

L Longitud de tubería en m. $L = 6.707 \text{ m}$

V velocidad de circulación del agua en m/s $V = 1,11 \text{ m/s}$

T Tiempo efectivo de cierre.

g aceleración de la gravedad $9,81 \text{ m/s}^2$

a celeridad, velocidad de propagación de las ondas en m/s $a = 342 \text{ m/s}$

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K_c \frac{D_m}{e}}} \text{ siendo } K_c = \frac{10^{10}}{E}$$

Dm= Diámetro medio de la tubería en mm Tubería de PVC 250mm PN25 Dm = 230mm

e espesor de la tubería en mm e=9,7mm

E = Módulo de elasticidad del material de la tubería Kg/m² PVC-O = 3x10E8

Dado que es un bombeo calculamos el tiempo de parada de las bombas de acuerdo con la formulación de Mendiluce

$$T = C + \frac{MLv}{gHman}$$

Siendo

T= Tiempo de parada en segundos.

C Coeficiente en función de Hman/L C=1

Hman/L (%)	<=20	25	30	35	>=40
C	1	0.8	0.5	0.4	0

M Coeficiente en función de L M= 1,15

L (m)	<=250	500	1000	1500	>=2000
M	2	1,75	1,50	1,25	1,15

L Longitud de la conducción.

Hman= Altura manométrica en mca.

Aplicando resulta T= 5,28s

Dado que la conducción es larga aplica la formulación de Allievi, resultando una **sobrepresión debida al golpe de ariete de 39mca.**

Presión máxima por golpe de ariete = 164,20 + 39 = 203,2mca.

Presión mínima por golpe de ariete = $164,20 - 39 = 125,2$ mca.

La segunda manera por la que hemos calculado el golpe de ariete es por medio de un programa informático Dyagats 2.0 el cual permite resolver las ecuaciones diferenciales de la elasticidad por medio del método de las Características.

El planteamiento general del problema en una tubería simple se lleva a cabo planteando el problema siguiente para cada uno de los tramos de que consta la tubería, que supondremos se extiende desde $x = 0$ hasta $x = L$. Utilizando caudal en vez de velocidad el problema en un tramo es: "Determinar $H(x,t)$, y $Q(x,t)$ para $0 \leq x \leq L$, $t > 0$ a partir de

- a) la condición inicial dada por

$$H(x,0), Q(x,0) \text{ para } 0 \leq x \leq L$$

- b) las ecuaciones del modelo elástico

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{a^2}{gA} \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + f \frac{Q|Q|}{2DA} = 0$$

- c) las condiciones de contorno

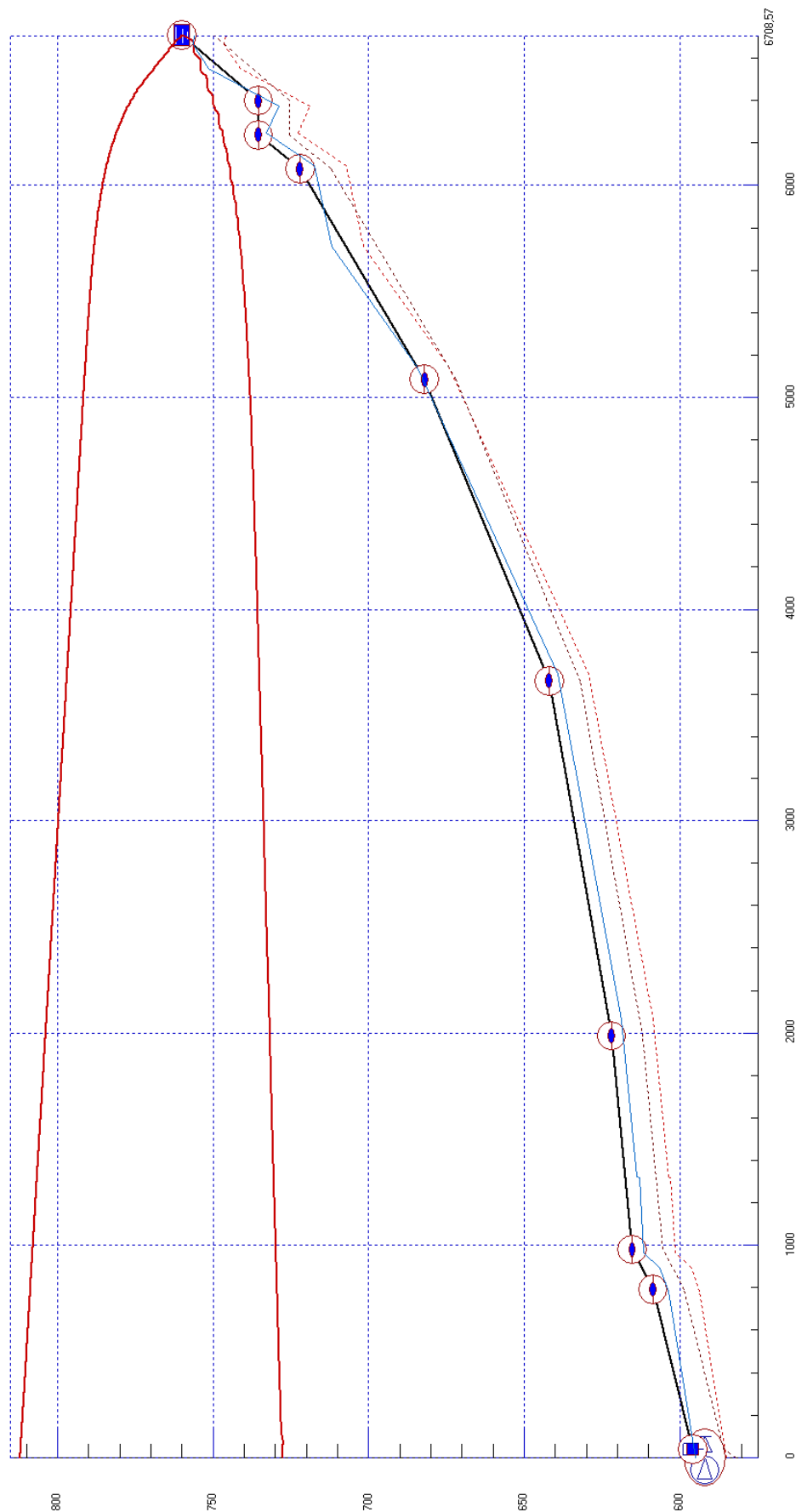
$$\alpha(t, H_0, Q_0) = 0, \beta(t, H_L, Q_L) = 0$$

donde α y β representan las relaciones que expresan las condiciones de contorno en los extremos 0 y L ." Si la instalación que se analiza está compuesta por distintos tramos de longitudes L_i se consideran condiciones de contorno al principio y final de cada tramo, que son gestionadas simultáneamente con el resto de ecuaciones. No existe expresión alguna que proporcione la solución de este sistema hiperbólico y casilineal en forma cerrada. Por tanto, la única alternativa para la resolución rigurosa del sistema completo es el análisis numérico. Las técnicas importantes de análisis numérico solo han sido eficientes con la aparición de los ordenadores. De entre las técnicas numéricas empleadas para resolver el problema que nos ocupa, - algunas realmente recientes -, la más popular y utilizada de forma casi generalizada es la constituida por el clásico método de las características (MC). Su popularidad reside en el hecho de que se ha mostrado superior a los demás en varios aspectos. Es sencillo de programar, computacionalmente eficiente y permite capturar mejor

que los demás frentes de ondas abruptos e ilustra perfectamente la propagación de las ondas. Es la técnica que utiliza DYAGATS.

Así hemos modelizado los 6.707m de conducción PVC-O DN250mm PN25 desde la EDAR hasta el depósito de regulación de Algete. Hemos dispuesto un calderín de 1m³ para minimizar los efectos del golpe de ariete. Probamos inicialmente con calderines superiores pero que no mejoraban la respuesta debido a la escasa entidad del golpe de ariete.

A continuación adjuntamos la envolvente de presiones debida al golpe de ariete. Según el modelo las presiones máximas se dan debido al golpe de ariete del arranque que es ligeramente mayor que al de la parada. Esto en la realidad se mitigará arrancando de forma desfasada las bombas.



4.3.- DEPÓSITO.

Se adecuará uno los depósitos de agua potable existentes en la Calle los Pazos, Algete Nº1 y Algete Nº2, para su uso con agua regenerada para riego.

Estos dos depósitos, que se utilizan en la actualidad como reguladores del abastecimiento de Algete, se encuentran conectados entre sí.

Depósito Algete Nº1

Capacidad	2141'17 m3
Número de vasos	2
Cota de solera estimada	751.39
Altura máxima de abastecimiento	4.19
Cota máxima lámina de agua estimada	755.58
Altura de lámina de agua en explotación actual para apertura de válvula flotador (mínimo nivel de explotación)	V izq=2.47 V der=2.38
Altura de lámina de agua en explotación actual para cierre de válvula flotador (máximo nivel de explotación)	V izq=3.63 V der=3.60
Nivel esperable de depósito	V izq=2.37 V der=2.28

Depósito Algete Nº2

Capacidad	2357'86 m3
Número de vasos	1
Cota de solera estimada	750.95
Altura máxima de abastecimiento	3.9
Cota máxima lámina de agua estimada	754.85
Altura de lámina de agua en explotación actual para apertura de válvula flotador (mínimo nivel de explotación)	Depende de Algete nº1

Altura de lámina de agua en explotación actual para cierre de válvula flotador (máximo nivel de explotación)	Depende de Algete nº1
Nivel esperable de depósito	V izq=2.08 V der=2.09

Para el cálculo del bombeo, se tomará la cota 756 msnm a la que se le dará un margen de 5m.

La tubería de agua reutilizada se conectará con cada uno de los vasos del depósito de Algete I en la propia cámara de llaves existente, mediante dos ramales de acero inoxidable de 250 mm de diámetro y sus correspondientes válvulas de corte.

El depósito de Algete II no se utilizará, por lo que se situará una válvula de corte en la tubería de unión de ambos depósitos.

4.4.- BOMBEO A CALLE PAZOS.

Dentro de este capítulo dimensionaremos los siguientes bombeos:

- o Bombeo a red de riego para el estado actual.
- o Bombeo a red de riego para el estado futuro y baldeo.
- o Bombeo de recirculación de agua del depósito.

4.4.1.- BOMBEO A RED DE RIEGO PARA EL ESTADO FUTURO Y BALDEO.

Es preciso instalar un bombeo de reducidas dimensiones para suministrar los caudales previstos a los nodos situados en la calle Pazos, debido a que no existe suficiente cota para hacerlo por gravedad.

Los nodos y caudales correspondientes son los siguientes:

Nº NUDO RED	SITUACIÓN A FUTURO			REPARTO DE SUPERFICIES (ha)		SITUACIÓN ACTUAL	
	CAUDAL 8H (L/s)	Volumen (m3/día)	Sup Regada (ha)	Zonas verdes futuras	Zona verde existente-actual	Volumen (m3/día)	CAUDAL 8H (L/s)
25	0.108	3.120	0.208	0.132	0.076	1.137	0.039
27	3.979	114.597	7.640	7.168	0.471	7.072	0.246

De la tabla se deduce que el caudal total a suministrar en el futuro es de 4,1 L/s, considerando que el riego se produce en 8 horas y de 0,3L/s en situación actual.

Calculamos las pérdidas de carga para una tubería de PVC-O de DN 90 PN16 para el caudal citado.

Caudal	DN mm	D int medio (mm)	PN	J (mca/km)
4 l/s	90	84	16	7,56

La pérdida de carga localizada la estimamos incrementando la longitud de la tubería en un 20%.

Suponemos que toda la conducción de impulsión será de PN16. En base a ello las pérdidas totales para el caudal actual resultan de:

Pérdidas: $1,20 * 0,00756 * 288 \text{ m} = 2.55 \text{ mca}$

Se considera para el cálculo la cota geométrica más desfavorable existente en la rasante de los ejes suministrados por el bombeo (parte de los ejes 3 y10 así como eje 16). Con este criterio resulta una cota máxima de 752,14, ubicada en el PK 0+100 del eje 16, resultan las siguientes alturas para el caudal de futuro y considerando una presión mínima en el punto de entrega de 25 mca.

Altura geométrica máxima: $752,14 - 751 = 1,14 \text{ m}$

Altura de impulsión= $1,14 + 2,55 + 25 = 28,64 \text{ mca}$.

Por ello para la red de riego es situación a futuro será necesario disponer un bombeo que de al menos 4,1L/s a 28,64mca.

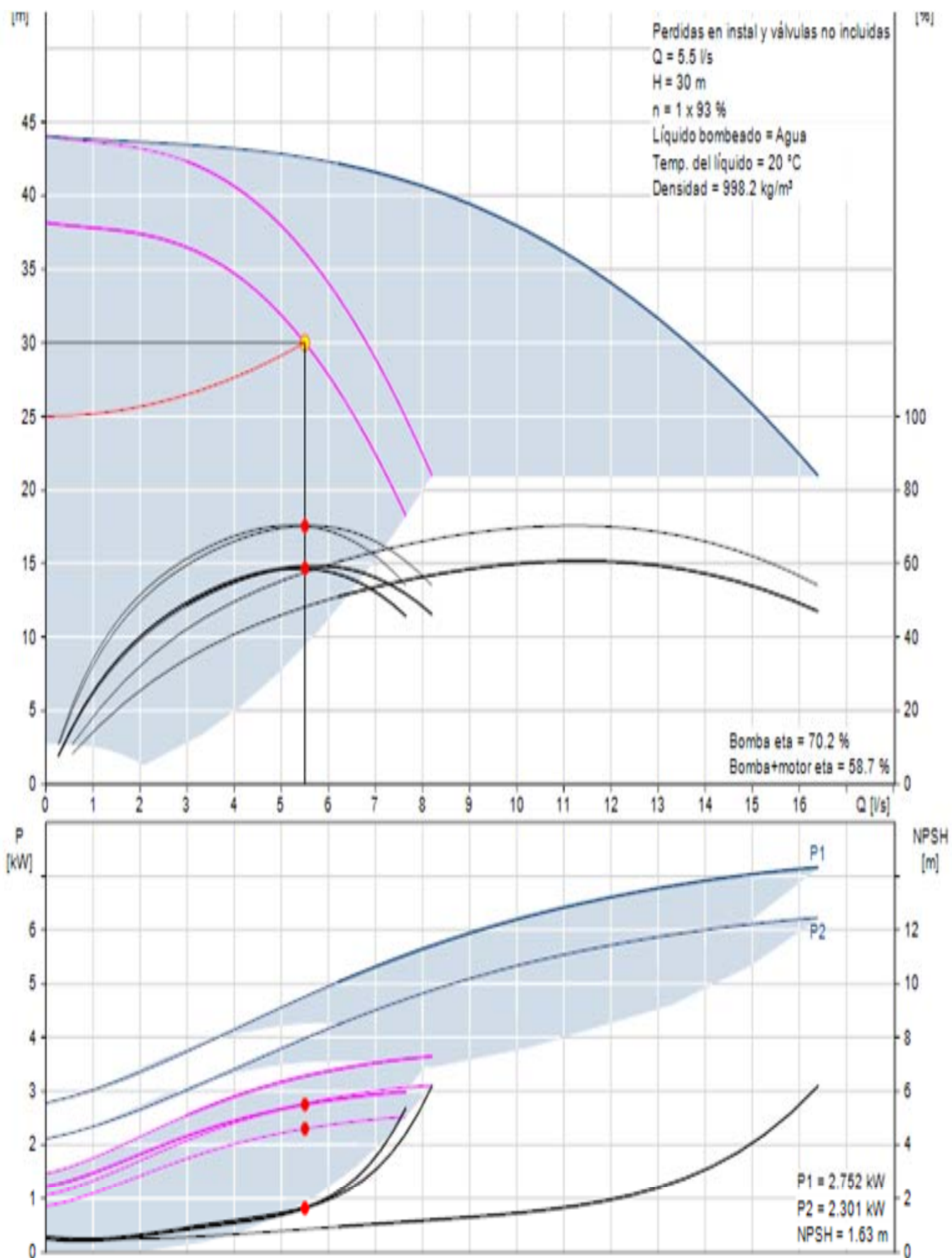
Según información transmitida por el Ayuntamiento dispone de un camión de baldeo de 4m3. Considerando un tiempo de llenado de 15min resulta un caudal de 4,5L/s y una presión mínima requerida por el sistema de baldeo de 30mca.

Ya que este bombeo sólo se utilizará actualmente cuando se quiera llenar el camión de baldeo dejaremos este bombo sin bomba de reserva.

El bombeo diseñado consiste en un grupo de presión que mantiene la presión constante a la salida de la bomba ajustando la velocidad de la bomba por medio de la acción de un variador externo a la misma.

La bomba será vertical multicelular con un motor de 4kw de potencia nominal.

En la hoja siguiente se incluye la curva de la bomba seleccionada que da un caudal de 5,5L/s a 30mca. En este punto de funcionamiento tiene un NPSH requerido de 1,63m. Dado que este bombeo comparte aspiración con el de recirculación y bombeo a red en estado actual, será en apartado posterior cuando calculemos el NPSH existente.



Las bombas se ubicarán en la sala actual de bombeo existente en el depósito de Algete en la que se deberán hacer las siguientes modificaciones:

- o Desmontaje de los equipos de bombeo existente.
- o Mantenimiento de la bomba de achique existente.
- o Eliminación de los colectores de aspiración e impulsión.
- o Eliminación de escalera existente e instalación de una nueva.
- o Instalación de nuevos colectores de aspiración e impulsión así como nueva valvulería.
- o Demolición del dado de anclaje existente en solera.
- o Ampliación del lucernario existente en el techo de la caseta para poder meter con mayor facilidad los equipos nuevos.
- o Instalación de nuevos equipos de bombeo así como instalación eléctrica asociada a ella.

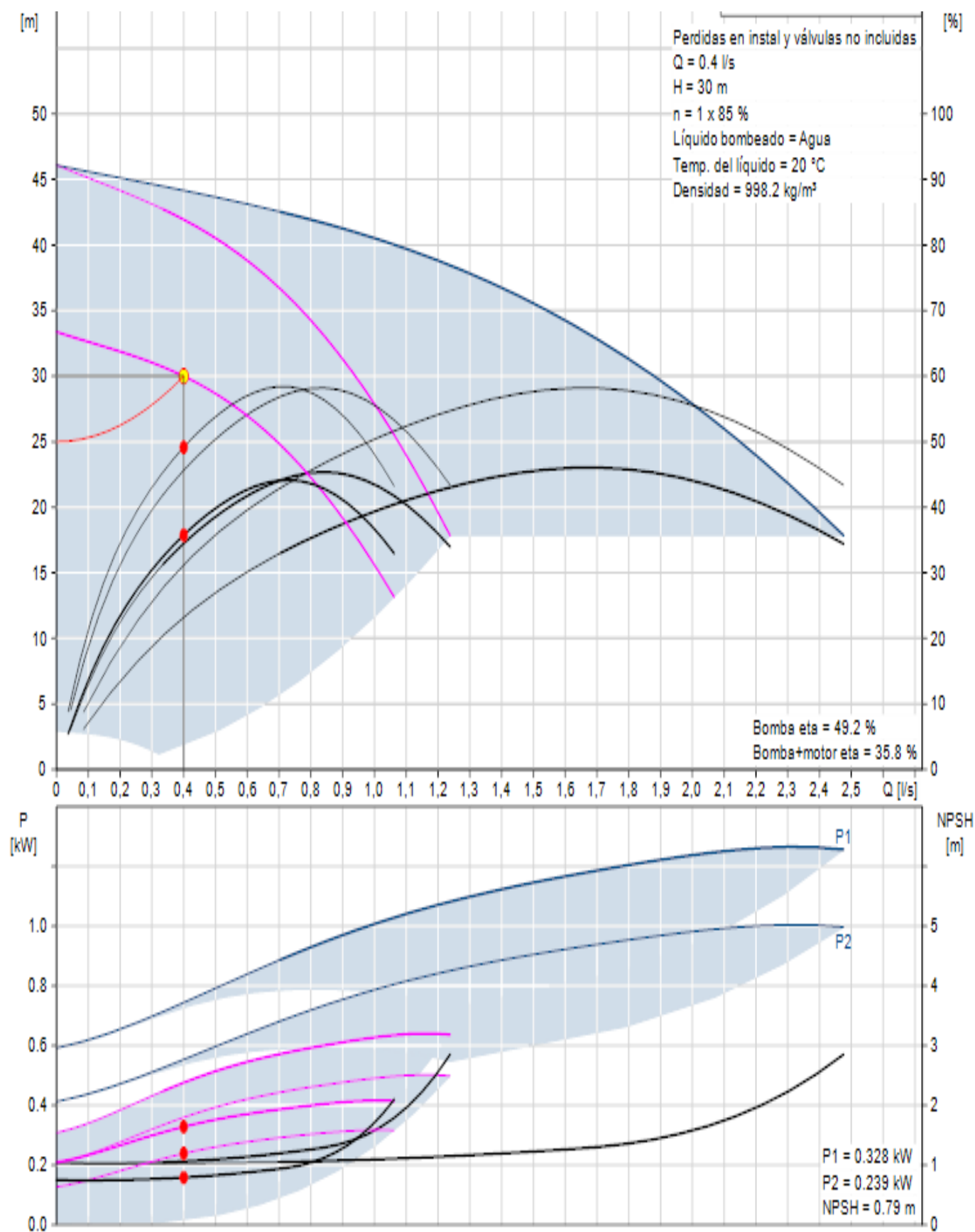
4.4.2.- BOMBEO A RED DE RIEGO PARA EL ESTADO ACTUAL.

De acuerdo con lo calculado anteriormente en la situación actual se requieren un caudal de 0,30L/s a 28,60mca (suponiendo conservadoramente unas pérdidas iguales a la situación futura).

Ya que este bombeo va a ser el que habitualmente se utilice dispondremos una bomba con otra en reserva (1+1R). Será un grupo de presión de bombas verticales multicelulares de 0,55Kw de potencia nominal cada una.

El bombeo diseñado consiste en un grupo de presión que mantiene la presión constante a la salida de la bomba ajustando la velocidad de la bomba por medio de la acción de un variador externo a la misma.

En la hoja siguiente adjuntamos la curva de este grupo de presión. Este equipo tiene un NPSH requerido de 0,79mca.



4.4.3.- BOMBEO DE RECIRCULACIÓN DE AGUA DEL DEPÓSITO.

Para mantener la calidad del agua regenerada en el depósito de regulación de Algete es necesario realizar una recirculación de todo el agua contenida en el mismo. Este bombeo de recirculación se dimensiona con los siguientes criterios:

- o Se recirculará alternativamente cada vaso, por lo que es necesario disponer válvulas motorizadas en la aspiración y en la impulsión para poder controlar el vaso del que se aspira y al que se impulsa.
- o Deberá recircular cada vaso en 8h por lo que resulta un caudal de unos $2141\text{m}^3/2\text{vasos}/8\text{ horas }/3,6=37,2\text{L/s}$.
- o Hemos dispuesto una tubería de aspiración de DN200mm de FD.
- o Hemos dispuesto una tubería de impulsión de DN150mm de FD.

Las cotas estimadas del depósito son:

- o Solera 751,39m
- o Cota máxima del agua en depósito: 755,58m
- o Cota mínima del agua en el depósito: 752,39. El depósito necesita al menos 1m para el funcionamiento de los mezcladores ya que se debe cumplir los siguientes alturas:
 - Distancia mínima entre la punta de la hélice y solera= 20cm
 - Diámetro de la hélice = 52cm
 - Distancia mínima entre la punta de la hélice y superficie del líquido= Diámetro de la hélice /2 = 26cm
 - Total = 98cm
- o Cota de entrada de la impulsión en el depósito 755,90
- o Desnivel geométrico con nivel máximo de agua= $755,90 - 755,58 = 0,32\text{ mca.}$
- o Desnivel geométrico con nivel mínimo de agua= $755,90 - 752,39 = 3,51\text{ mca.}$

Ya que las pérdidas localizadas son muy importantes en este caso las calcularemos en detalle. Los elementos singulares en la aspiración son:

Aspiración del vaso cercano:

- o Entrada 1 $K= 0,5$
- o T 2 $K= 1,15$.
- o Valv de mariposa 2 $K= 0,5$
- o Tota de $K= 3,8$

Aspiración del vaso lejano:

- o Entrada 1 $K= 0,5$
- o Codos de 90° 3 $K= 1$
- o T 1 $K= 1,15$.
- o Valv de mariposa 2 $K= 0,5$
- o Total $K= 5,65$

Impulsión vaso cercano:

- o Codos de 90° 3 $K= 1$
- o T 2 $K=1,15$
- o Valv de compuerta + retención 1 $K= 1$
- o Salida $K=1$
- o Total $K= 7,3$

Impulsión vaso lejano:

- o Codos de 90° 4 $K= 1$
- o T 1 $K=1,15$
- o Valv de compuerta + retención 1 $K= 1$
- o Salida $K=1$
- o Total $K= 7,15$

Para el dimensionamiento de la bomba consideraremos la hipótesis pésima del vaso lejano. A continuación calculamos las pérdidas para diferentes caudales en dos hipótesis diferentes:

- o Depósito a nivel máximo.
- o Depósito a nivel mínimo.

Aspirando y bombeando a un solo vaso.

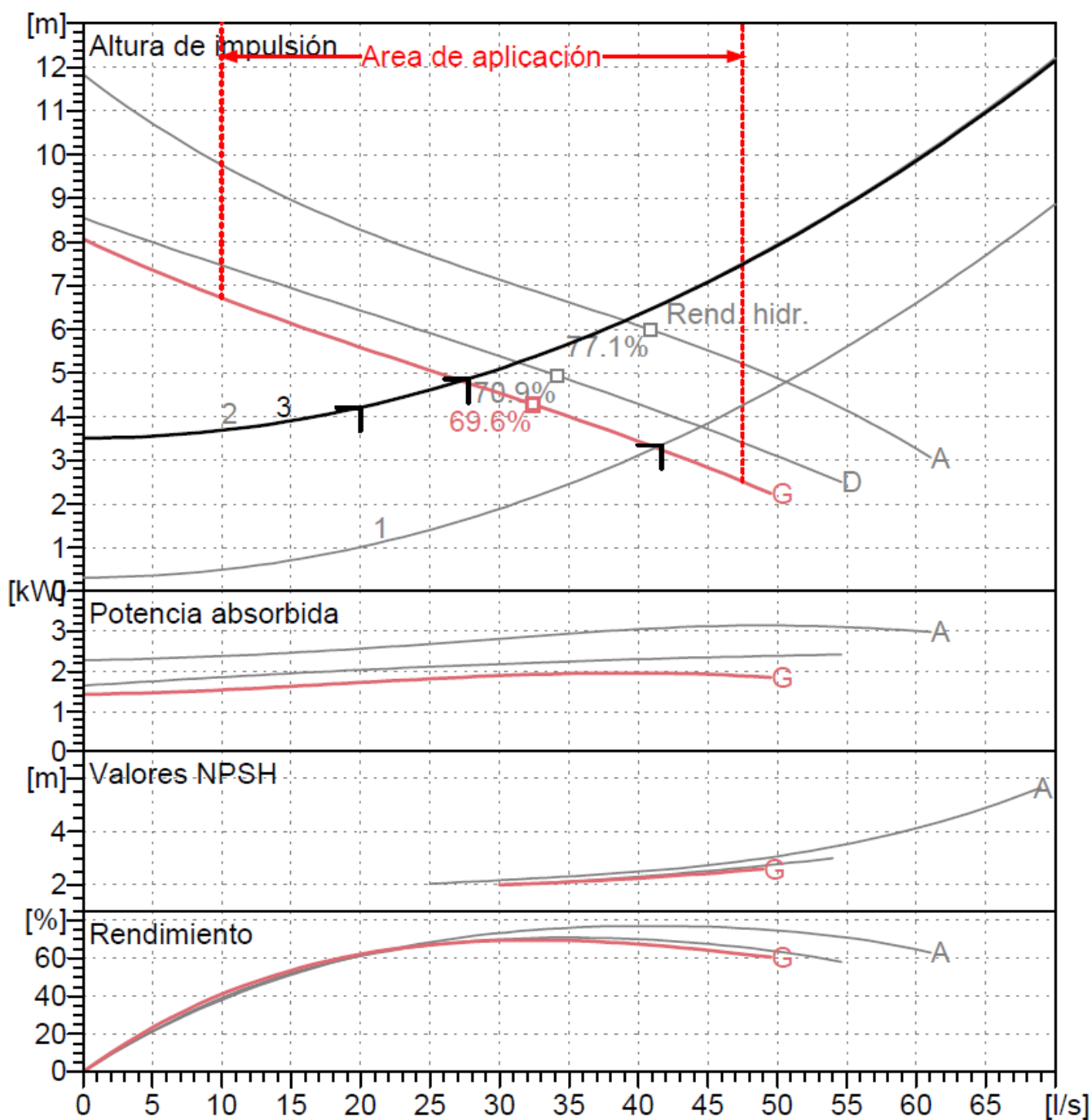
Comentario	Dep nivel max	Dep nivel max	Dep nivel min	Dep nivel min	Dep nivel min
Caudal (L/s) =	37	41.67	9	20.00	27.78
Ø asp (mm)=	200	200	200	200	200
Secc Asp (m2)=	0.031	0.031	0.031	0.031	0.031
V asp (m/s)=	1.18	1.33	0.29	0.64	0.88
Ø imp (mm)=	150	150	150	150	150
Secc imp (m2)=	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
V imp (m/s)=	2.09	2.36	0.51	1.13	1.57
K asp=	5.65	5.65	5.65	5.65	5.65
K imp=	7.15	7.15	7.15	7.15	7.15
Perd loc (mca)=	2.00	2.53	0.12	0.58	1.13
Perd cont (mca)=	0.4	0.5	0.03	0.13	0.23
Desn geom (m)=	0.32	0.32	3.51	3.51	3.51
Alt imp (mca)=	2.72	3.35	3.66	4.22	4.87

Como se puede apreciar necesitamos una bomba que nos de un caudal de unos 37L/s para unas alturas de menos de 5mca. Las bombas que mejor se adaptan a estos caudales y esta pequeña altura de impulsión son las bombas tipo de drenaje. Estas bombas se suelen instalar en cámara húmeda pero en este caso se deberá disponer para cámara seca y en vertical. Hemos elegido una bomba de 3Kw a 960rpm con rodete G. Los puntos de trabajo resultantes son:

- o Depósito a nivel máximo: 42L/s a 3,35mca.
- o Depósito a nivel mínimo: 28 L/s a 4,9mca.

Para estos puntos de trabajo el NPSH requerido máximo es de 2,50mca.

En la hoja siguiente adjuntamos la curva de la misma.



4.4.4.- CÁLCULO DEL NPSH EXISTENTE.

De acuerdo con los cálculos anteriormente desarrollados resultan los siguientes NPSH:

Bombeo	Riego futuro	Riego actual	Recirculación
NPSH requerido	1,63mca.	0,79mca	2,50mca

El cálculo del NPSH existente lo haremos considerando que se aspira del vaso más lejos que el depósito se encuentra a su nivel mínimo y que funcionan a la vez el bombeo de recirculación y el bombeo de baldeo $q = 28 + 5 = 33$ L/s

Las pérdidas en la aspiración para 33L/s son:

- o Puntuales 0,32mca
- o Continuas: 0,20mca
- o Total= 0,50mca

Dado que la bomba aspira el agua de un depósito a presión atmosférica el NPSH disponible será:

$$NPSH_{Disponible} = Z_{A1} - Z_D + P_{amb} - P_V - \Delta H_{A1-D}$$

Siendo:

- o Z_{A1} = Cota de la lámina de agua en el depósito en m. 752,39m
- o Z_D = Cota de la bomba de impulsión en m. Solera 751,39m.
- o P_{amb} = Presión atmosférica en mca. Supondremos que 926mbar = 9,44mca.
- o P_V = Presión de vapor del agua en mca. Supondremos de manera conservadora que el agua tiene una temperatura de 30°C luego una $P_V = 0,43$ mca
- o ΔH_{A1-D} = Pérdidas en el colector de aspiración desde el depósito a la bomba de impulsión en m. 0,50m

$$NPSH_{disponible} = 752,39 - 751,39 + 9,44 - 0,43 - 0,50 = 9,47 \text{ mca}$$

4.5.- RED DE DISTRIBUCIÓN.

4.5.1.- DEMANDA DE AGUA.

La demanda de agua queda establecida en el Estudio de Alternativas.

En la actualidad se regarán 18,863 ha lo que supondrá una demanda de 283 m³/día. Dado que esta superficie se quiere regar en 8h al día resulta un caudal de 35,375m³/h = 9,83 l/s.

A futuro, la demanda necesaria para regar unas 200,52has con una dotación de 1,50l/m²/día equivale a 3.007 m³/día. Dado que esta superficie se quiere regar en 8h al día resulta un caudal de 376m³/h = 104,50 l/s.

4.5.2.- BOCAS DE RIEGO.

Las bocas de riego consideradas son las mismas que las ya existentes en el Estudio de Alternativas, pero añadiendo la boca nº 54 la cual la hemos situado en el extremo oeste de la red de distribución ya que la red se prolongaba hasta prácticamente la M-111. Esta boca nº 54 supondremos que riega las zonas verdes nº 391 y 392 que antes la regaba la nº 53, por lo que el caudal de riego no se incrementa produciéndose sólo una traspaso de caudales de la 53 a la 54.

A continuación adjuntamos unas tabla en la que detallamos para cada nudo de la red los siguientes datos:

- o Superficie total regada a futuro.
- o Volumen diario a futuro.
- o Caudal de riego durante 8h a futuro.
- o Reparto de superficies que riega cada nudo a futuro y actual.
- o Volumen diario actual.
- o Caudal de riego durante 8h actual.

Nº	SITUACIÓN A FUTURO	REPARTO DE SUPERFICIES (ha)	SITUACIÓN ACTUAL
----	--------------------	-----------------------------	------------------

	CAUDAL 8H (L/s)	Volumen (m3/día)	Sup Regada (ha)	Zonas verdes futuras	Zona verde existente-actual	Volumen (m3/día)	CAUDAL 8H (L/s)
1	3,370	97,060	6,471	6,471	0,000	0,000	0,000
2	1,275	36,721	2,448	2,009	0,439	6,579	0,228
3	4,759	137,046	9,136	9,136	0,000	0,000	0,000
4	0,755	21,738	1,449	1,391	0,059	0,880	0,031
5	0,327	9,410	0,627	0,295	0,333	4,990	0,173
6	16,455	473,894	31,593	31,593	0,000	0,000	0,000
7	4,229	121,803	8,120	8,120	0,000	0,000	0,000
8	0,779	22,446	1,496	1,496	0,000	0,000	0,000
9	3,938	113,428	7,562	7,562	0,000	0,000	0,000
10	0,859	24,751	1,650	0,000	1,650	24,751	0,859
11	0,044	1,264	0,084	0,084	0,000	0,000	0,000
12	0,348	10,018	0,668	0,416	0,252	3,780	0,131
13	0,300	8,645	0,576	0,387	0,189	2,837	0,099
14	0,064	1,837	0,122	0,000	0,122	1,837	0,064
15	0,162	4,654	0,310	0,137	0,174	2,606	0,090
16	0,143	4,107	0,274	0,000	0,274	4,107	0,143
17	0,426	12,270	0,818	0,357	0,461	6,909	0,240
18	1,754	50,528	3,369	2,930	0,439	6,579	0,228
19	0,071	2,039	0,136	0,136	0,000	0,000	0,000
20	0,286	8,225	0,548	0,278	0,270	4,054	0,141
21	1,582	45,575	3,038	0,000	3,038	45,575	1,582
22	0,165	4,755	0,317	0,244	0,073	1,088	0,038
23	0,064	1,840	0,123	0,051	0,071	1,071	0,037
24	0,074	2,132	0,142	0,000	0,142	2,132	0,074
25	0,108	3,120	0,208	0,132	0,076	1,137	0,039
26	0,011	0,308	0,021	0,000	0,021	0,308	0,011
27	3,979	114,597	7,640	7,168	0,471	7,072	0,246
28	0,012	0,332	0,022	0,000	0,022	0,332	0,012
29	1,810	52,124	3,475	2,140	1,335	20,022	0,695
30	0,043	1,227	0,082	0,000	0,082	1,227	0,043
31	0,076	2,196	0,146	0,000	0,146	2,196	0,076
32	0,111	3,209	0,214	0,000	0,214	3,209	0,111
33	0,107	3,075	0,205	0,000	0,205	3,075	0,107
34	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
35	0,063	1,817	0,121	0,000	0,121	1,817	0,063
36	0,540	15,549	1,037	0,453	0,584	8,753	0,304
37	0,007	0,194	0,013	0,000	0,013	0,194	0,007
38	0,514	14,798	0,987	0,295	0,692	10,376	0,360
39	1,539	44,320	2,955	0,504	2,450	36,757	1,276
40	0,058	1,669	0,111	0,075	0,036	0,544	0,019
41	0,468	13,465	0,898	0,587	0,311	4,661	0,162
42	0,435	12,536	0,836	0,081	0,754	11,317	0,393

Nº NUDO RED	SITUACIÓN A FUTURO			REPARTO DE SUPERFICIES (ha)		SITUACIÓN ACTUAL	
	CAUDAL 8H (L/s)	Volumen (m3/día)	Sup Regada (ha)	Zonas verdes futuras	Zona verde existente-actual	Volumen (m3/día)	CAUDAL 8H (L/s)
43	0,179	5,155	0,344	0,069	0,275	4,120	0,143
44	0,068	1,948	0,130	0,000	0,130	1,948	0,068
45	0,169	4,872	0,325	0,241	0,084	1,256	0,044
46	9,067	261,144	17,410	17,410	0,000	0,000	0,000
47	3,613	104,044	6,936	6,936	0,000	0,000	0,000
48	2,161	62,250	4,150	4,150	0,000	0,000	0,000
49	15,750	453,600	30,240	30,240	0,000	0,000	0,000
50	6,778	195,211	13,014	13,014	0,000	0,000	0,000
51	5,810	167,331	11,155	11,155	0,000	0,000	0,000
52	6,324	182,125	12,142	9,285	2,857	42,853	1,488
53	1,521	43,815	2,921	2,921	0,000	0,000	0,000
54	0,887	25,554	1,704	1,704	0,000	0,000	0,000
TOTALES	104,436	3.007,770	200,518	181,655	18,863	282,950	9,825

4.5.3.- CÁLCULO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN.

Para el cálculo de la red de distribución hemos preparado un modelo matemático utilizando el programa EPANET V2.0. Una vez que hemos tenido diseñada en planta la red de distribución la hemos modelizado en el EPANET poniendo un punto a una distancia máxima de 10m, generándose un modelo con más de 2000 conexiones y tramos independientes de tubería.

La red es en parte mallada y en parte ramificada funcionando por gravedad desde el depósito de distribución. Éste lo hemos colocado a la cota de solera de 755 con una altura de lámina de agua de 2m, por lo que la energía máxima en la red será 757m, correspondiéndose con la hidrostática.

EPANET puede computar las pérdidas de carga en línea mediante diversas expresiones, de las cuales la más recomendable ("Guía técnica sobre tuberías para el transporte de agua a presión" CEDEX, 2003) es la de Darcy y Weisbach :

$$I = \frac{\Delta H_c}{L} = \frac{f}{ID} \frac{V^2}{2g}$$

Siendo:

ID = diámetro interior (m)

f = factor de fricción de Darcy-Weisbach (adimensional)

g = aceleración de la gravedad (m/s²)

V = velocidad media (m/s)

l = pérdida de carga lineal (m/m)

Para calcular el factor de fricción f, EPANET emplea distintos métodos dependiendo del tipo de régimen:

- Para flujo laminar (Re<2.000) emplea la fórmula de Hagen-Poiseuille.

$$f = \frac{Re}{64}$$

$$Re = \text{número de Reynolds} = \frac{V \cdot ID}{\nu}$$

ν = viscosidad cinemática (m²/s). $\nu=1,01 \cdot 10^{-6}$ m²/s para agua limpia a 20 °C

- Para flujo turbulento (Re>4.000) emplea la aproximación de Swamee y Jain a la fórmula de Colebrook-White.

Colebrook y White establecieron la siguiente fórmula empírica:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left(\frac{k}{3,71 ID} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f}} \right)$$

k = rugosidad absoluta equivalente (m)

Y Prabhata K. Swamee y Akalank K. Jain (PSAK), desarrollaron una ecuación explícita que da valores de f prácticamente idénticos a la ecuación implícita de Colebrook y White:

$$f = \frac{0,25}{\left[\log_{10} \left(\frac{k / ID}{3,7} + \frac{5,74}{Re^{0,9}} \right) \right]^2}$$

Los valores de rugosidad absoluta equivalente considerados son: K= 0,06 (PVC-O)

- Para el flujo de transición ($2.000 < Re < 4.000$) emplea una interpolación cúbica al diagrama de Moody.

Las pérdidas de carga localizadas las hemos simulado incrementando la longitud de las tuberías un 10%. Las ventosas y desagües de la red de distribución del agua de riego se dispondrán de DN80mm para que sean iguales con la impulsión.

De acuerdo con la Dirección del proyecto pondremos un único timbraje en toda la red correspondiente a PN16.

Siguiendo lo establecido en las normas de Redes de Reutilización la presión mínima a mantener en cualquier punto de la red será de 0,15Mpa a caudal máximo. ASÍ mismo en condiciones hidrostática la presión máxima será entorno a 0,50Mpa.

El proceso de dimensionamiento ha sido el siguiente:

- o Hemos asignado a los nudos correspondientes con las bocas de riego el caudal demandado a futuro con una duración del riego de 8h/día, tal y como lo hemos calculado en el punto anterior.
- o Hemos calculado los caudales de cada tramo de tubería para dos situaciones: Caudales máximos y Clement con garantía de suministro del 97%.
- o Utilizando los caudales de Clement hemos calculado los diámetros de cada tramo de tubería en función de la velocidad máxima de Mognie-Manning (punto III.4.4 de la Normas de Reutilización)

$$V = 1,5 \frac{0,013}{n} \sqrt{(ID + 0.05)}$$

- o Establecidos los diámetros hemos calculado las presiones existentes en la Red para los caudales máximos, para verificar de esta manera que se cumple la presión mínima requerida de 0,15MPa. Hemos visto que se cumple a excepción de:
 - Bocas nº 25, 26 y 27 no tienen la presión mínima ya que su cota es muy parecida a la del depósito. Será necesario aislarlo y establecer una bombeo independientes para ellos.
 - Boca nº 36. Para asegurar la presión mínima en esta boca ha sido necesario aumentar los diámetros en un par de tramos ya que el nudo 36 tiene una cota

de 734 que con 15mca supone una energía de 749 muy próximo a la cota máxima del depósito 757.

- o Comprobadas las presiones mínimas hemos comprobado las presiones máximas. Debido a los grandes desniveles existente entre las zona baja de la red de distribución y la zona alta que alcanzan máximo de 150m, ha sido necesario disponer 11 válvulas reductoras. Las válvulas reductoras dispuestas son las siguientes:

Nº Val. Reduc.	Eje	PK	Øválvula (mm)	Tarado (m.c.a)
1	11	0+611,36	50	43
2	11	1+439,96	50	40
3	3	4+860,00	200	28
4	3	3+670,35	100	38
5	7	0+594,52	80	30
6	9	0+003,47	80	20
7	9	0+797,00	65	35
8	3	2+671,16	65	42
9	3	1+309,43	50	30
10	7	0+004,19	150	55
11	3	4+110,37	200	46.65

- o Con estas válvulas se ha reducido notablemente las presiones máximas en la red, pero ha sido imposible cumplir la limitación de 0,50Mpa en toda la red ya que:
 - En el eje11 entre los pk 0+250 a 0+600. No es posible corregirla ya que disponer una válvula reductora afectaría al nudo 36 por lo que no cumpliríamos la presión mínima.
 - En el eje 3 hasta la derivación del eje 7 y en el Eje 7 hasta derivación del Eje 8. Hemos reducido estas sobrepresiones lo máximo posible disponiendo dos válvulas reductoras sólo para limitarlas pero no es posible bajarla más ya que el nudo 46 al final del Eje 8 tiene una presión muy ajustada.

Analizando las superficies de riego propuestas en el estudio de alternativas vemos que se pueden servir la inmensa mayoría a excepción de las siguientes:

- o En el nudo 36 apreciamos que las zonas 44 a 50 ya consolidadas tienen una cota topográfica entorno a 752 cuando la altura piezométrica en el nudo es 751 y la altura de agua en el depósito 757. Circunstancia similar pasa en la zona alta de la 276. Es evidente que estas zonas no se podrán regar a menos que se incluyan en la red del bombeo. Esta solución no la entendemos viable por la distancia que se encuentran

estas zonas respecto al depósito y el coste que supondría por lo que quedarán excluidas del riego definitivo. Supone quitar un total de 4.814m².

- o En la zona planificada nº 271 que se suministra desde la boca nº 6 tiene en su interior el Cerro del Soto el cual tiene una cota máxima de 695 cuando la altura piezométrica de la boca nº 6 es de 698. Evidentemente no se podrá regar la parte superior de este cerro. Entendemos que esta circunstancia ya se iba a producir pues la parte alta es de las pocas zonas que quedan ocupada por monte bajo. Estimamos que no se podrá regar a partir de la cota 680 lo cual supone excluir un área de 2,18has de las 28,54has de la zona nº 271. De cualquier forma esta zona excluida se debe a las válvulas reductoras dispuestas para aminorar la presión máxima. En caso que finalmente se quisiera regar esta área de la zona nº 271 se podría hacer sin más que dejar abiertas las válvulas reguladoras. En esta circunstancia la altura piezométrica de la boca nº 6 sería 720mca suficiente para regar todo el Cerro del Soto.

Por otra parte se aprecian nudos con una presión menor que 25 mca y mayor que 15mca. En estos nudo será difícil utilizar un riego por aspersión a no ser que se dispongan difusores de baja presión. Los nudos y las zonas afectada por esta circunstancia son:

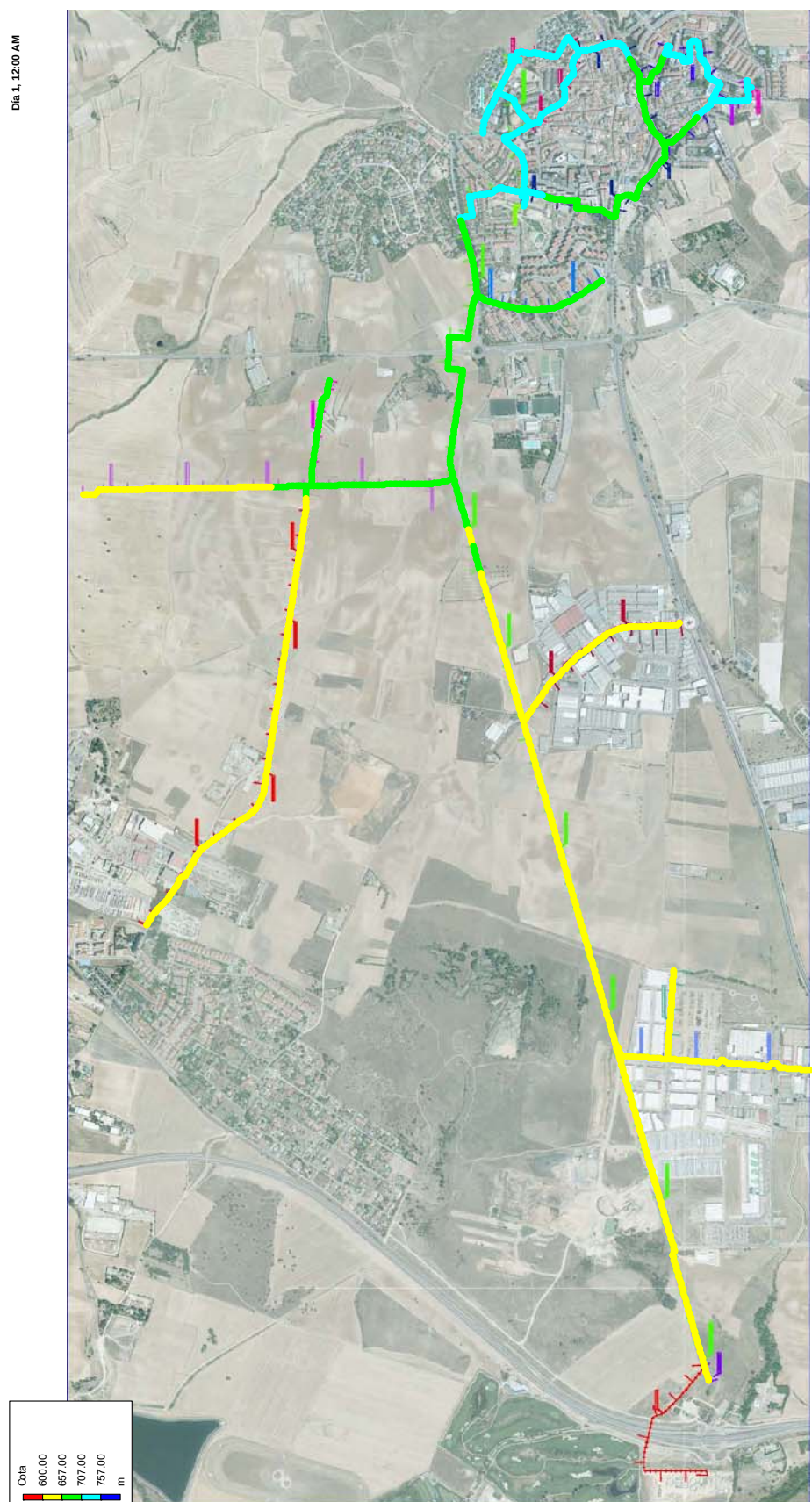
NUDO	Presión a Q _{max} (mca)	ZONAS	COMENTARIOS.
23	18,97	167, 169, 166, 170, 168, 291, 174, 187, 188, 189, 186.	
32	23,03	144, 145	
38	22,03	8, 13	
46	20,97	346, 351, 347, 352, 339, 337, 338, 335, 334, 336, 323, 340, 341, 350, 342, 343, 344, 345, 348, 349, 336, 400	Las zonas regadas desde este nudo presenta unas cotas topográficas menores que la del nudo de suministro por lo que es factible que se pueda utilizar aspersión. Por otra parte señalar que este nudo está afectado por las válvulas de regulación de presión máxima por lo que se puede incrementar su presión

NUDO	Presión a Qmax (mca)	ZONAS	COMENTARIOS.
			sin más que bajar la pérdida producidas por estas válvulas.

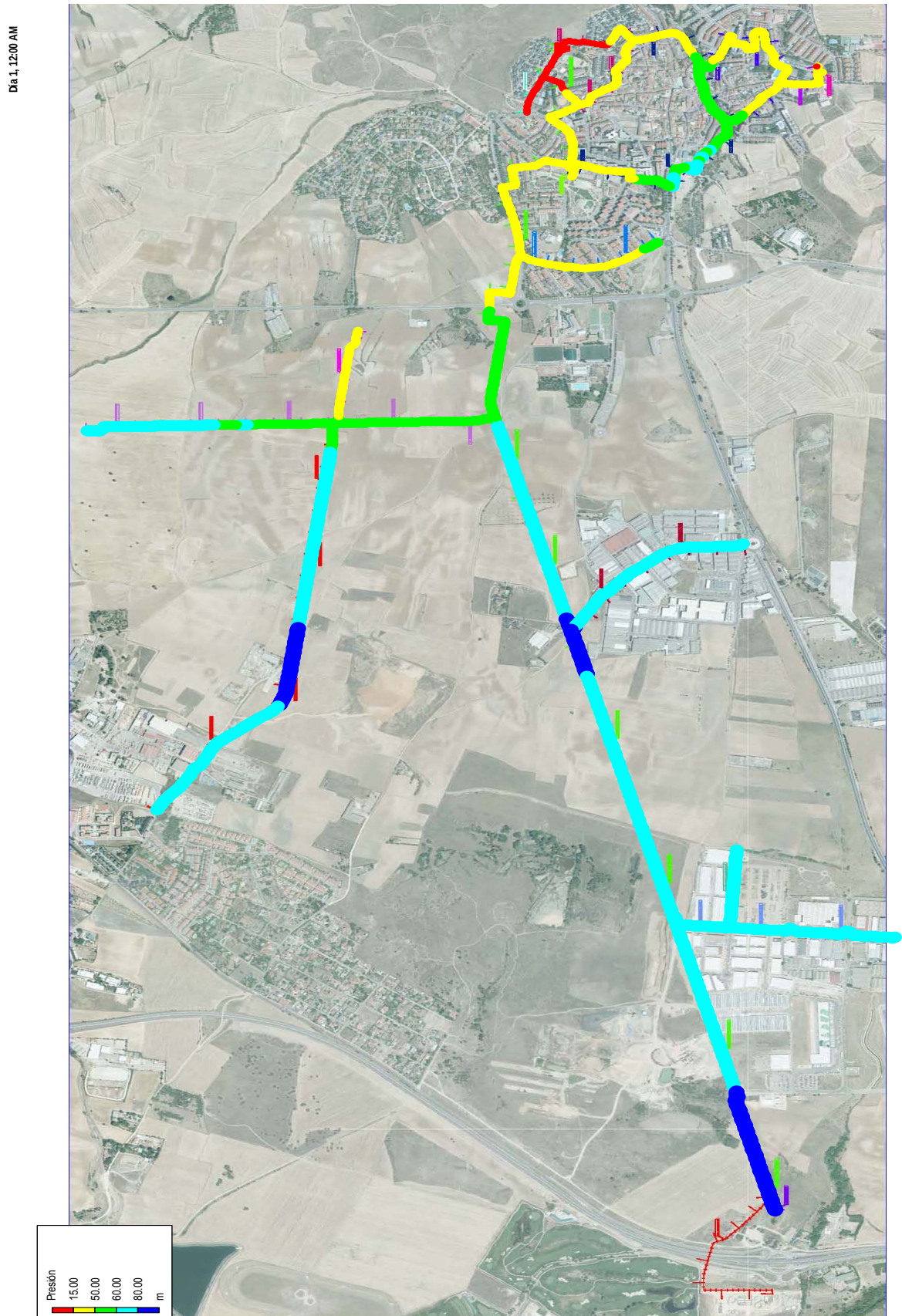
A continuación adjuntamos una gráficos con los presiones en cada una de las soluciones. En el Apéndice nº1 de este anejo, adjuntamos un plano con los diámetros resultantes de la red de distribución, los caudales de cada boca y los caudales de cada tramo de tubería tanto a Q max como por Clement.

En el Apéndice nº2 de este anejo adjuntamos un plano con las zonas consideradas en el cálculo del riego con indicación de las zonas nuevas excluidas.

COTAS DE LA RED.

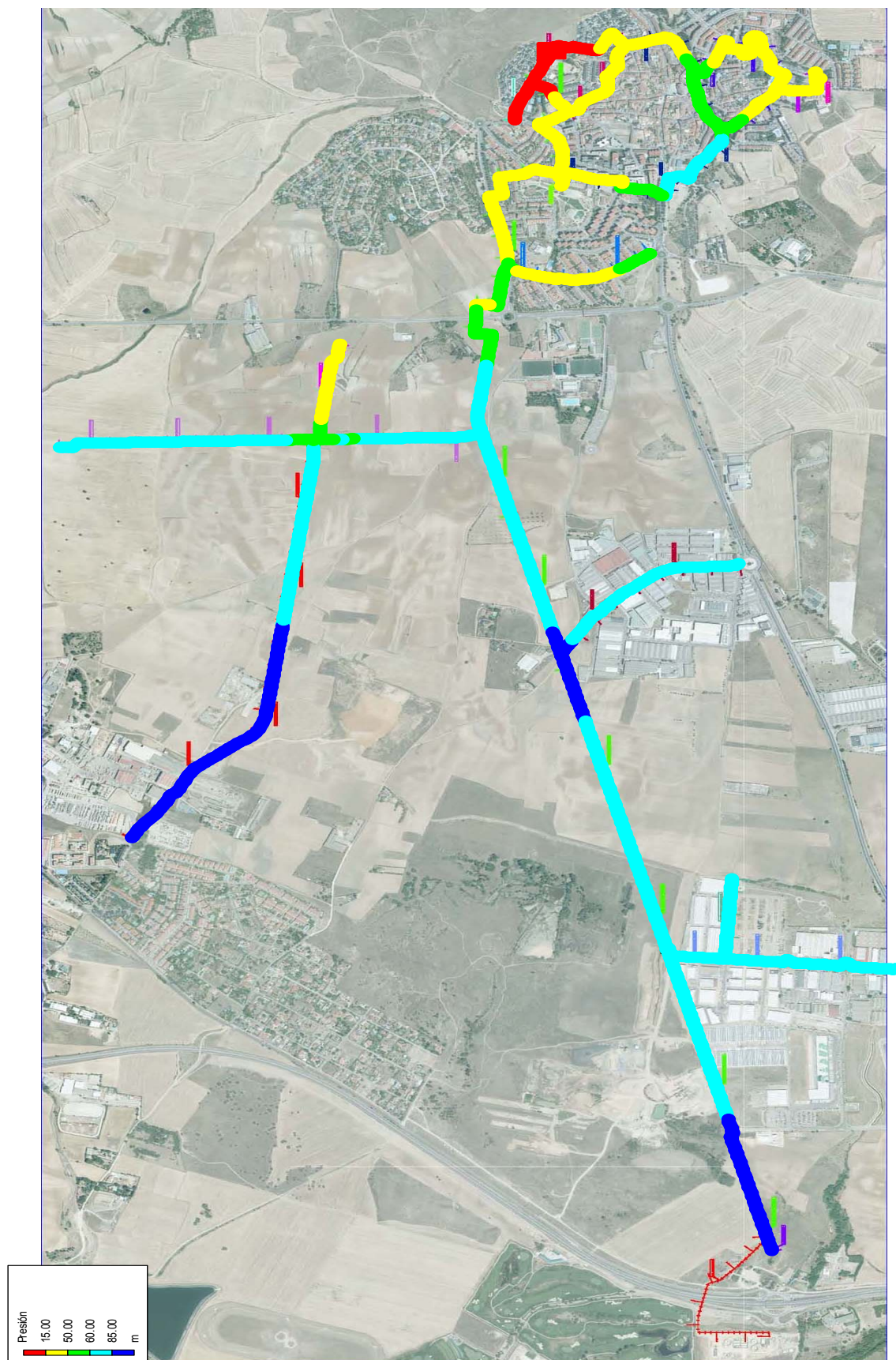


PRESIONES A Q MAX. CALC RED V04. SIN VALV REDUCTORAS

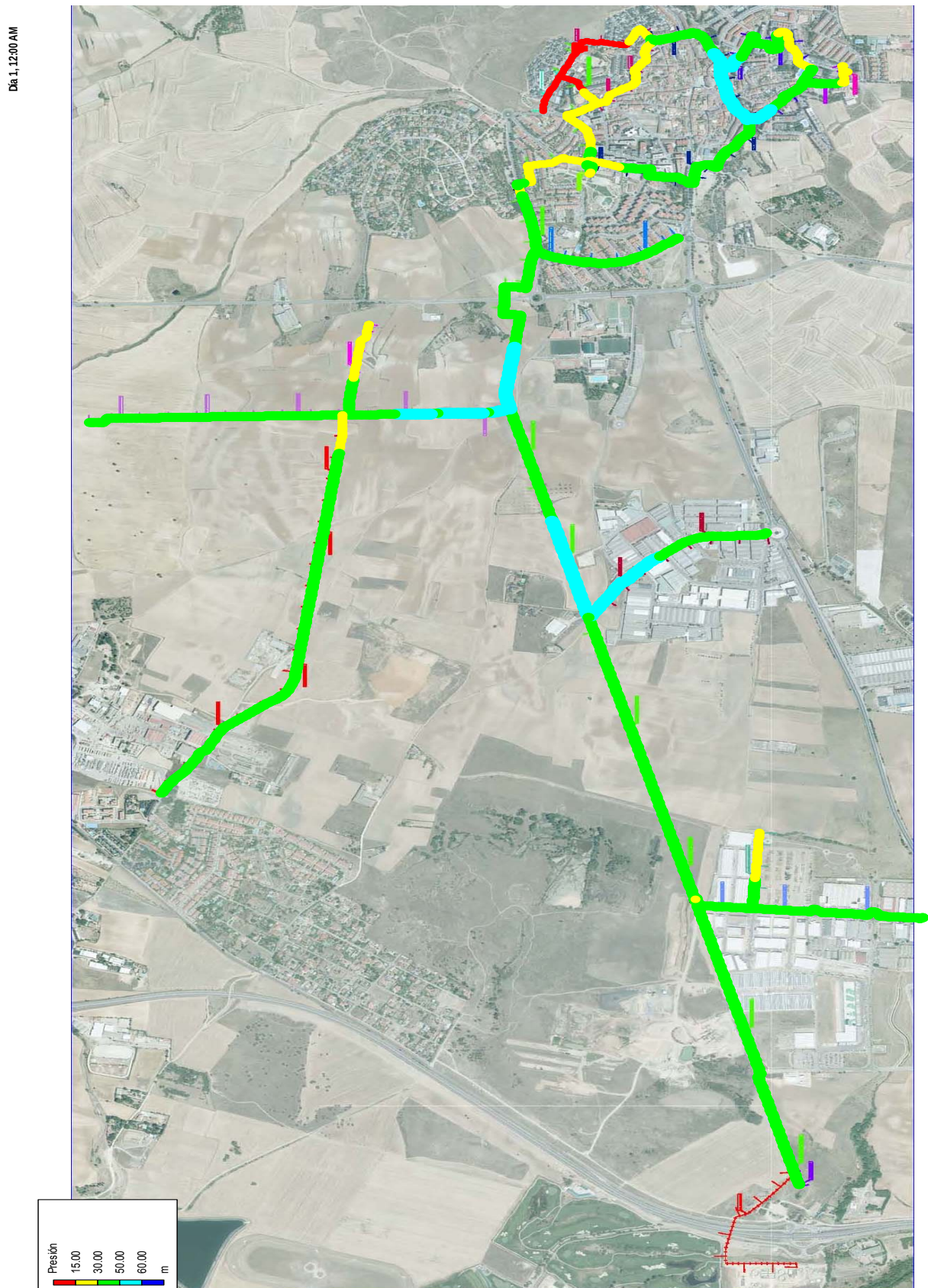


PRESIONES A Q CLEMENT. CALC RED V04. SIN VALV REDUCTORAS

Día 1, 12:00 AM

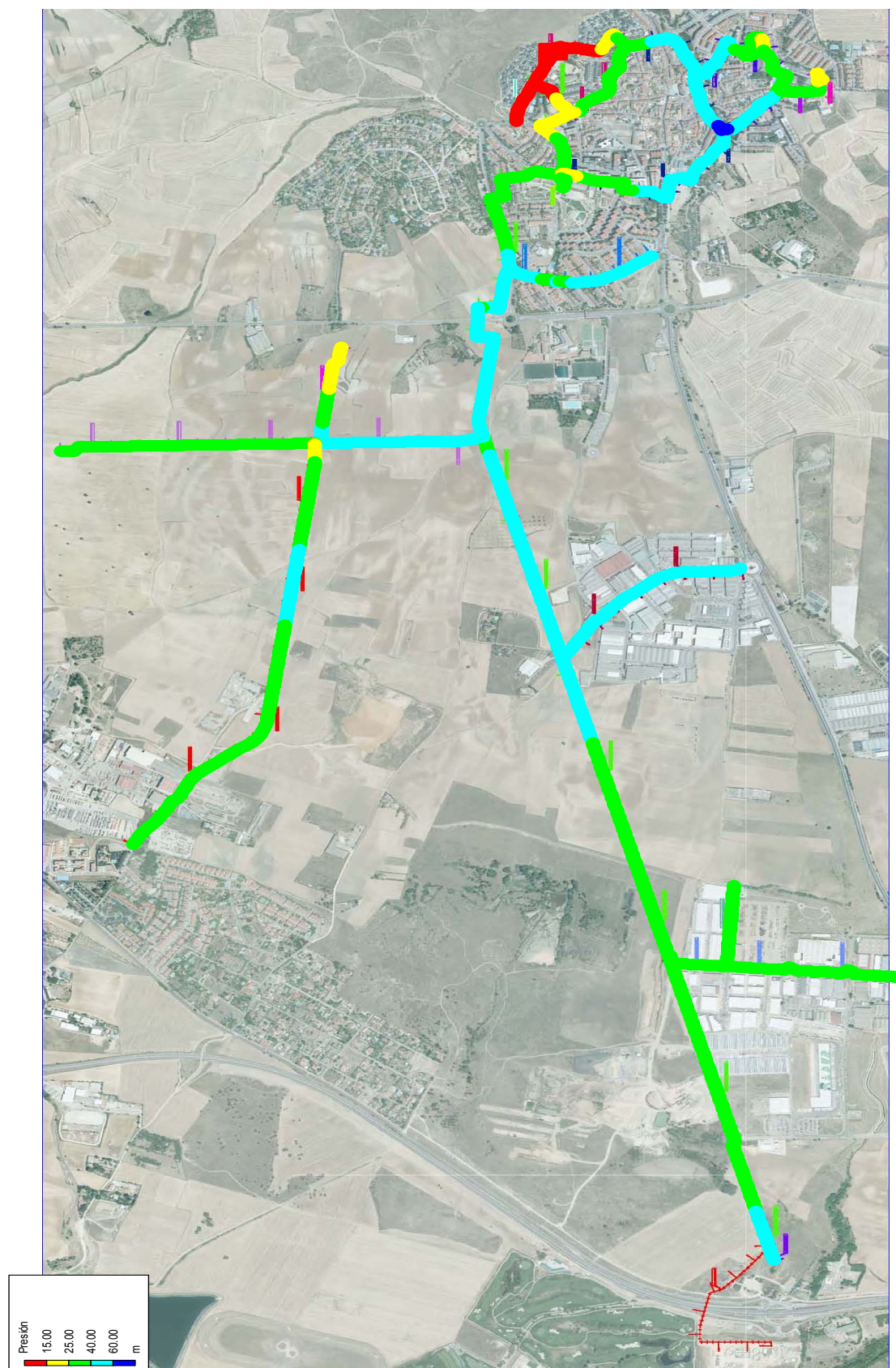


PRESIONES A Q MAX. CALC RED V04. CON VALV REDUCTORAS.

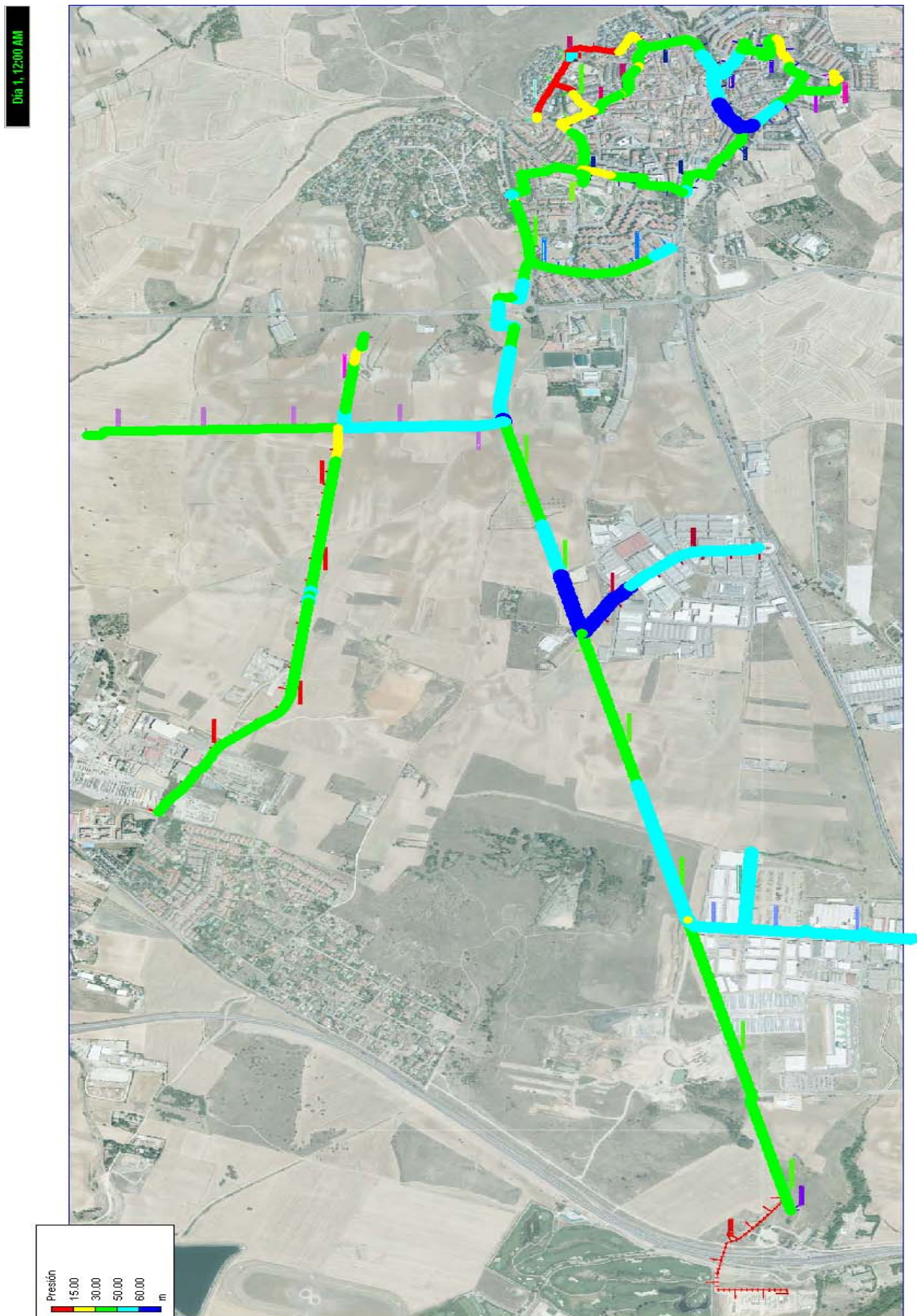


PRESIONES A Q CLEMENT. CALC RED V04. CON VALV REDUCTORAS.

Día 1, 12:00 AM



PRESIONES HIDROSTÁTICAS. CALC RED V04. CON VALV REDUCTORAS.



PRESIONES CALCULADAS CON VÁLVULAS REDUCTORAS.

	Cota	Altura Qmax	Presión Qmax	Altura Q Clement	Presión Q Clement	Altura Hidrostática	Presión Hidrostática
ID Nudo	m	mca	mca	mca	mca	mca	mca
Conexión B1	622.45	648.59	26.14	648.59	26.14	676.46	54.01
Conexión B10	689.28	729.65	40.37	730.49	41.21	734.77	45.49
Conexión B11	689.12	729.62	40.50	730.48	41.36	734.77	45.65
Conexión B12	690.80	729.54	38.74	730.42	39.62	734.77	43.97
Conexión B13	689.39	729.51	40.12	730.39	41.00	734.77	45.38
Conexión B14	689.02	729.50	40.48	730.39	41.37	734.77	45.75
Conexión B15	684.17	729.49	45.32	730.38	46.21	734.77	50.60
Conexión B16	680.26	729.49	49.23	730.38	50.12	734.77	54.51
Conexión B17	696.08	732.20	36.12	732.62	36.54	734.77	38.69
Conexión B18	708.36	739.21	30.85	742.50	34.14	757.00	48.64
Conexión B19	714.60	741.38	26.78	744.27	29.67	757.00	42.40
Conexión B2	619.51	651.05	31.54	651.05	31.54	676.46	56.95
Conexión B20	717.89	743.50	25.61	746.00	28.11	757.00	39.11
Conexión B21	718.11	744.75	26.64	747.00	28.89	757.00	38.89
Conexión B22	719.84	747.01	27.17	748.86	29.02	757.00	37.16
Conexión B23	731.33	750.30	18.97	751.54	20.21	757.00	25.67
Conexión B24	727.99	755.20	27.21	755.77	27.78	757.00	29.01
Conexión B25	755.32	756.70	1.38	756.77	1.45	757.00	1.68
Conexión B26	753.18	753.53	0.35	754.02	0.84	757.00	3.82
Conexión B27	739.30	752.92	13.62	753.41	14.11	757.00	17.70
Conexión B28	714.08	754.38	40.30	755.29	41.21	757.00	42.92
Conexión B29	699.96	753.15	53.19	754.61	54.65	757.00	57.04
Conexión B3	622.99	648.38	25.39	648.38	25.39	676.46	53.47
Conexión B30	718.86	752.54	33.68	754.24	35.38	757.00	38.14
Conexión B31	721.45	752.48	31.03	754.20	32.75	757.00	35.55
Conexión B32	729.23	752.26	23.03	754.06	24.83	757.00	27.77
Conexión B33	725.75	752.14	26.39	753.98	28.23	757.00	31.25
Conexión B35	729.93	751.96	22.03	753.84	23.91	757.00	27.07
Conexión B36	734.76	751.96	17.20	753.83	19.07	757.00	22.24
Conexión B37	714.61	752.01	37.40	753.88	39.27	757.00	42.39
Conexión B38	712.57	751.99	39.42	753.87	41.30	757.00	44.43
Conexión B39	692.05	735.05	43.00	735.05	43.00	735.05	43.00
Conexión B4	645.95	693.06	47.11	693.09	47.14	700.25	54.30
Conexión B40	696.81	752.48	55.67	754.19	57.38	757.00	60.19
Conexión B41	686.32	734.65	48.33	734.76	48.44	735.05	48.73
Conexión B42	690.98	734.61	43.63	734.72	43.74	735.05	44.07
Conexión B43	697.46	734.60	37.14	734.71	37.25	735.05	37.59
Conexión B44	698.89	734.60	35.71	734.71	35.82	735.05	36.16
Conexión B45	707.12	734.60	27.48	734.71	27.59	735.05	27.93
Conexión B46	681.31	702.28	20.97	703.59	22.28	717.25	35.94
Conexión B47	658.96	690.27	31.31	690.27	31.31	690.76	31.80
Conexión B48	648.09	686.93	38.84	686.93	38.84	690.76	42.67
Conexión B49	643.62	683.02	39.40	683.02	39.40	690.76	47.14
Conexión B5	647.35	693.03	45.68	693.06	45.71	700.25	52.90
Conexión B50	630.21	674.59	44.38	675.84	45.63	680.76	50.55
Conexión B51	622.94	662.60	39.66	662.60	39.66	665.21	42.27
Conexión B52	619.99	657.75	37.76	657.75	37.76	665.21	45.22
Conexión B53	634.70	693.41	58.71	693.44	58.74	700.25	65.55
Conexión B54	603.34	650.53	47.19	650.53	47.19	651.25	47.91

Conexión B6	657.64	698.10	40.46	698.13	40.49	700.25	42.61
Conexión B7	662.60	716.79	54.19	717.42	54.82	722.66	60.06
Conexión B8	676.70	724.03	47.33	725.66	48.96	734.77	58.07
Conexión B9	687.53	726.14	38.61	727.52	39.99	734.77	47.24

4.5.4.- GOLPE DE ARIETE EN TUBERIAS POR GRAVEDAD POR CIERRE DE VÁLVULAS

Comprobaremos el golpe de ariete por el cierre de válvulas en las siguientes bocas de riego para la situación de caudales máximos:

- o Bocas con los mayores caudales: Bocas nº 6 y 49.
- o Bocas situadas topográficamente más bajas: Bocas nº 54 y 52.

A continuación resumimos los valores más importantes de estas bocas de riego para caudales máximos con las válvulas de regulación funcionando.

ID Nudo	Cota m	Diam tub mm	Demanda LPS	Altura m	Presión m
Conexión B06	657,64	200	16,45	680,1	22,46
Conexión B49	643,62	140	15,75	683,02	39,4
Conexión B54	603,34	90	0,89	643,93	40,59
Conexión B52	619,99	110	6,32	657,75	37,76

Para el cálculo estimamos conservadoramente el tiempo de cierre de la válvula en 2 segundos.

Dado que la celeridad de las tuberías implicadas está entre 266 y 306 m/s las longitudes críticas de tuberías están entre 266 y 306 m por lo que en todos los casos la consideramos como una conducción larga y aplica la fórmula de ALLIEVI. Considerando la fórmula de Allievi nos quedamos del lado de la seguridad ya que ésta formulación es para conducciones aisladas cuando en redes de distribución los golpes de ariete se amortiguan considerablemente su efecto en la red.

A continuación adjuntamos los cálculos de cada boca.

Boca B06 DN200mm PN16

DATOS CELERIDAD

Diámetro ext tubo (mm):	200
Espesor pared tubo (mm):	5
Mod elasticidad material tubo (Kg/m ²):	3E+08
Celeridad (m/s):	266,53

Velocidad de circ agua:	0,60
Tiempo cierre válvula (s):	2,00
Long crítica tubería (m):	266,53

Tipo de tubería:	Tubería larga
Fórmula a aplicar:	Allievi

Form Michaud (mca):	
Form Allievi (mca):	16,30

Boca B49 DN140mm PN16

DATOS CELERIDAD

Diámetro ext tubo (mm):	140
Espesor pared tubo (mm):	3,5
Mod elasticidad material tubo (Kg/m ²):	3E+08
Celeridad (m/s):	266,53

Velocidad de circ agua:	1,13
Tiempo cierre válvula (s):	2,00

Long crítica tubería (m):	266,53
---------------------------	--------

Tipo de tubería:	Tubería larga
Fórmula a aplicar:	Allievi

Form Michaud (mca):	
Form Allievi (mca):	30,70

Boca B54 DN90mm PN16

DATOS CELERIDAD

Diámetro ext tubo (mm):	90
Espesor pared tubo (mm):	3
Mod elasticidad material tubo (Kg/m ²):	3E+08

Velocidad de circ agua:	0,17
-------------------------	------

Celeridad (m/s): 306,01

Tiempo cierre válvula (s): 2,00

Long crítica tubería (m): 306,01

Tipo de tubería:	Tubería
Fórmula a aplicar:	larga
	Allievi

Form Michaud (mca):	
Form Allievi (mca):	5,30

Boca B52 DN110mm PN16

DATOS CELERIDAD

Diámetro ext tubo (mm):	110
Espesor pared tubo (mm):	3
Mod elasticidad material tubo (Kg/m2):	3E+08
Celeridad (m/s):	277,95

Velocidad de circ agua:	0,75
Tiempo cierre válvula (s):	2,00

Long crítica tubería (m): 277,95

Tipo de tubería:	Tubería
Fórmula a aplicar:	larga
	Allievi

Form Michaud (mca):	
Form Allievi (mca):	21,25

Para el cálculo de las presiones máximas y mínimas hacemos las siguientes consideraciones:

- o La presión mínima la calculamos partiendo de la presión en funcionamiento a caudal máximo.
- o La presión máxima la calculamos en condiciones de hidrostática sin válvulas reductoras.

Boca nº	Presión máxima mca	Presión mínima mca
Conexión B06	$757 - 657 + 17 = 117$	$22,46 - 17 = 5,46$
Conexión B49	$757 - 643 + 31 = 145$	$39 - 31 = 8$
Conexión B54	$757 - 603 + 5,3 = 159,3$	$40 - 5,3 = 34,7$
Conexión B52	$757 - 620 + 21,25 = 158,25$	$37 - 21,25 = 15,75$

En todos los casos se cumple $MDP < 1,2 DP$ siendo $DP = 16\text{atm}$.

5.- COLECTORES.

Al no haberse tramitado la ejecución de estos colectores a fecha de redacción del presente proyecto, no se cuenta con la definición por parte de Confederación Hidrográfica del Tajo de la dilución mínima a partir de la cual se puedan producir descargas de escorrentía. A falta de datos, se ha diseñado el aliviadero para que las descargas de escorrentía de lluvia procedentes de los sistemas de saneamiento unitario tengan una dilución de 5 veces el caudal medio de aguas residuales en tiempo seco antes de la descarga (valor que definía el Real Decreto 270/2014, de 11 de abril, por el que se aprueba el Plan Hidrológico de la parte española de la Demarcación Hidrográfica del Tajo).

Cuando se tramite con Confederación Hidrográfica del Tajo esta actuación, se recalcularán las dimensiones del aliviadero de acuerdo a lo que el Organismo de Cuenca disponga.

Se describe en el presente apartado el cálculo hidráulico de los colectores ubicados en el polígono industrial de Río de Janeiro, diseñados para derivar hacia la EDAR de Algete Oeste los caudales que reciben dos EDAR compactas situadas en la calle Torrecilla y en la calle del Portal respectivamente, que quedarán fuera de servicio, así como los caudales de aguas residuales generados por el sector S10 del planeamiento urbanístico, situado al norte del polígono propiamente dicho, y de las instalaciones de una empresa de transportes (REDUR) sita en la zona.

Los colectores procedentes de las calles Torrecilla y del Portal se conectarán mediante un único colector con otro colector de HA y DN 600 mm, actualmente en ejecución, que conecta a su vez con la EDAR de Algete Oeste. Las aguas residuales del sector S10 se incorporarán en el pozo P2 del colector de conexión.

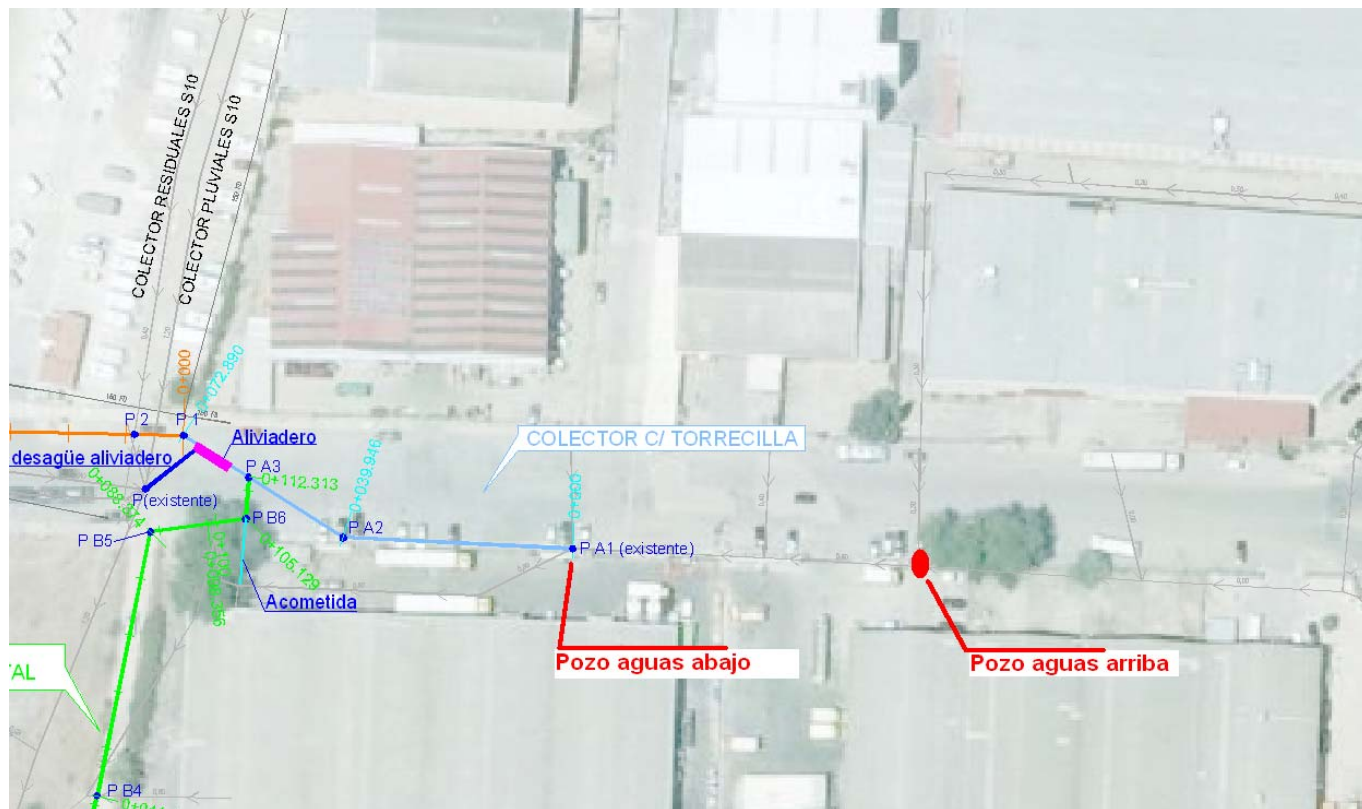
La red de saneamiento del polígono Río de Janeiro es unitaria, por lo que es preciso ubicar un aliviadero previamente a la conexión con el colector en ejecución, para evitar que se transporten hasta la EDAR caudales con cargas diluidas. Dicho aliviadero se situará tras la unión de los colectores de las calles Torrecilla y del Portal.

5.1.- CAUDALES DE CÁLCULO.

Se han estimado separadamente los caudales correspondientes a la punta de aguas residuales y el correspondiente a la capacidad máxima de la red del Polígono Río de Janeiro, esta última como suma de las capacidades máximas de los colectores que llegan a la EDAR de la calle Torrecilla y de la calle del Portal respectivamente. Dicho cálculo se ha realizado suponiendo la entrada en carga de dichos colectores, resumiéndose el resultado del cálculo en las tablas que se presentan a continuación:

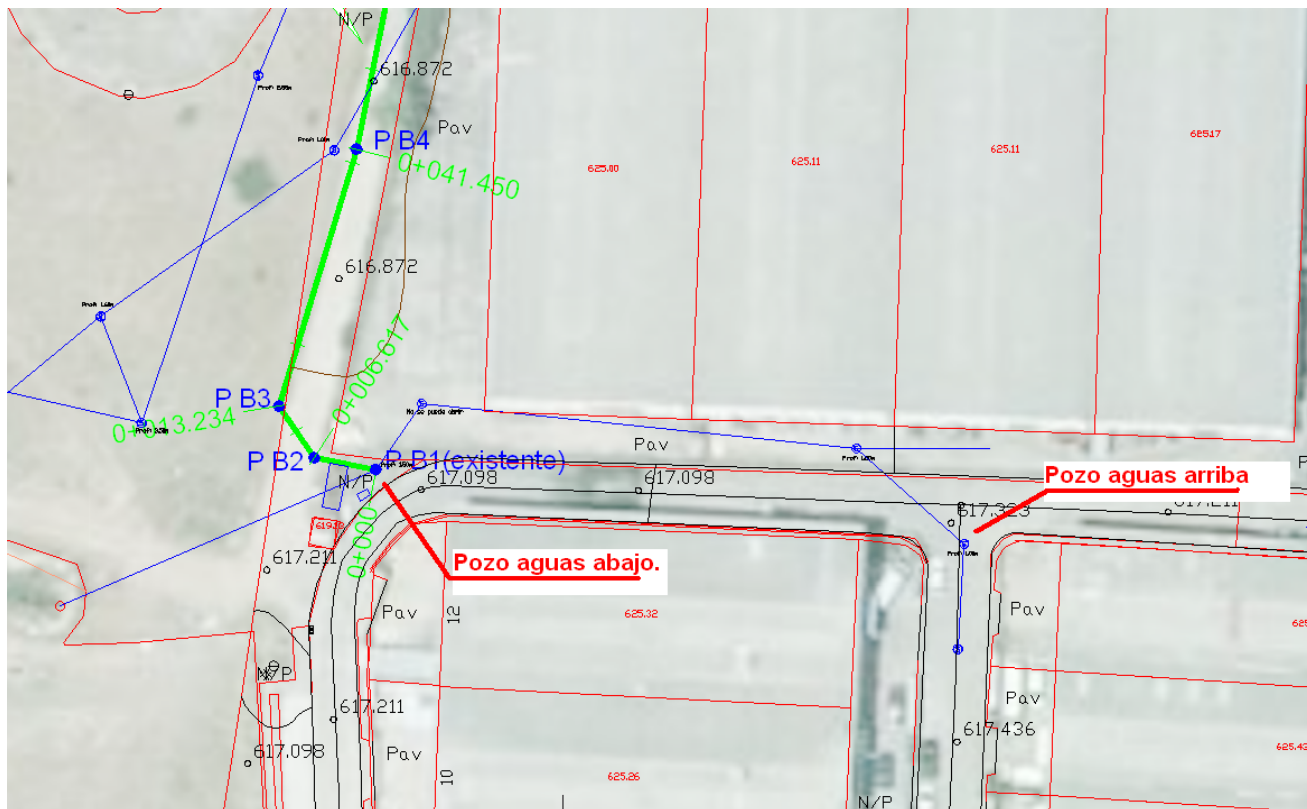
ESTIMACIÓN DEL CAUDAL MÁXIMO. COLECTOR CALLE TORRECILLA			
		Energ disp (mca)=	2.675
Pozo aguas arriba			
Cota tapa=	617.65		
Cota fondo=	615.48	Término de Perd cont =	0.172
Pozo P.44HT-8			
Pozo aguas abajo.		Término de Perd loc =	0.102
Cota tapa=	617.275		
Cota fondo=	614.975	Veloc (m/s)=	3.124
Pozo P.44HT-10			
Long entre pozos (m)=	61	Caudal (m3/s)=	0.883
Diám int del cond (m)=	0.6		
n Manning del cond =	0.015	Perd cont (mca)=	1.680
		Perd loc (mca)=	0.995
Nº pozos intermedios=	1		
		Perd Tot (mca)=	2.675
Secc del cond (m2)=	0.283		

El pozo de aguas abajo considerado es el pozo de partida del nuevo colector de la C/ Torrecilla y el pozo superior es el situado 2 pozos aguas arriba. A continuación adjuntamos una imagen de los pozos que hemos tenido en cuenta:



ESTIMACIÓN DE CAUDAL MÁXIMO. COLECTOR CALLE DEL PORTAL.			
		Energ disp (mca)=	1.787
Pozo aguas arriba			
Cota tapa=	617.229		
Cota fondo=	616.199	Término de Perd cont =	0.338
Pozo P.44HT-35			
Pozo aguas abajo.			
		Término de Perd loc =	0.127
Cota tapa=	617.231		
Cota fondo=	615.442	Veloc (m/s)=	1.960
Pozo P.44HS-35			
Long entre pozos (m)=	69.7	Caudal (m3/s)=	0.246
Diám int del cond (m)=	0.4		
n Manning del cond =	0.015	Perd cont (mca)=	1.298
		Perd loc (mca)=	0.489
Nº pozos intermedios=	2		
		Perd Tot (mca)=	1.787
Secc del cond (m2)=	0.126		

El pozo de aguas abajo considerado es el pozo de partida del nuevo colector de la C/ Del Portal y el pozo superior es el situado 3 pozos aguas arriba. A continuación adjuntamos una imagen de los pozos que hemos tenido en cuenta:



Se adopta, por tanto, un caudal de cálculo de 0,883 m³/s para el diseño del colector de la calle Torrecilla y de 0,246 m³/s para el colector de la calle del Portal. Para el cálculo del aliviadero y del colector de entrada al mismo se adopta un caudal de 1,076 m³/s, suma de los anteriores.

Los caudales de aguas residuales se han estimado a partir de los criterios que establecen las Normas para Redes de Saneamiento del Canal de Isabel II versión 2006 (en adelante NRSCYII-2006). En estas se especifica que las dotaciones de cálculo a emplear en proyectos de redes nuevas de alcantarillado del Canal Isabel II serán para aguas industriales

$$Q_{Im} = \frac{DixCrXS_i}{hix3600}$$

$$Q_{Im\acute{in}} = 0,25 \times Q_{Im}$$

$$Q_{Ip} = 1,6 \times (Q_{Im}^{0,5} + Q_{Im}) \leq 3 \times Q_{Im}$$

Siendo:

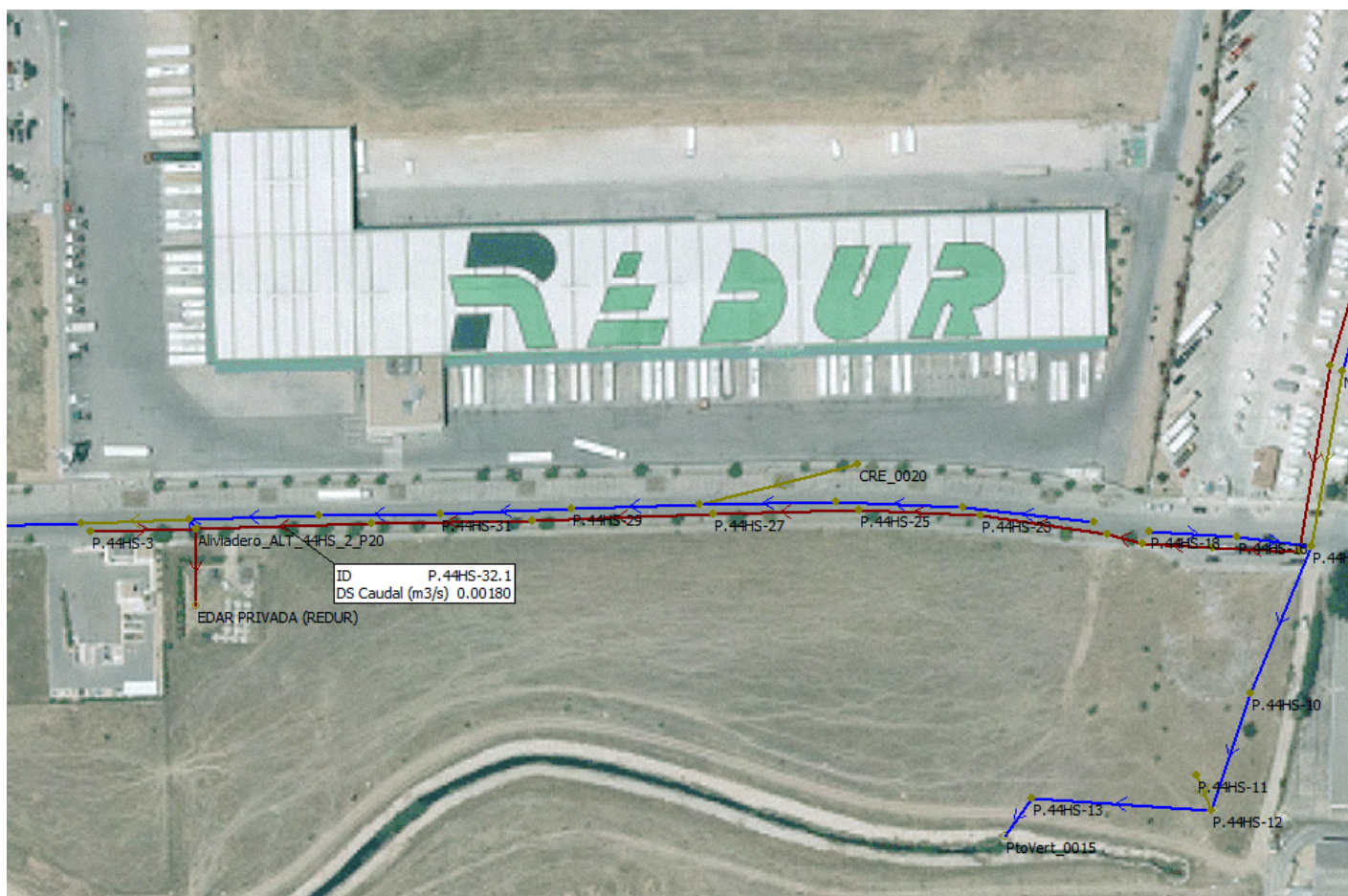
D_i = Dotación de cálculo de aguas industriales (8,64L/m²/día)

C_r = Coeficiente de retorno de valor 0,80.

S_i = Superficie edificable permitida para industrias o servicios.

h_i = Número de horas al día de demanda de agua. tomamos 24h

El caudal de residuales del colector de S10 se ha obtenido de la modelización con Infowoks del sector S10 realizado por el Canal Isabel II Gestión.



Caudal Punta de aguas residuales de la red separativa del polígono S10 modelizado con Infoworks.

Los caudales obtenidos son los siguientes:

CAUDAL AGUAS RESIDUALES POLÍGONO RÍO DE JANEIRO, S10 Y REDUR						
Cuenca	Área (m2)	Dotación (l/m2 día)	Retorno	Qm residuales (l/s)	Qmín residuales (l/s)	Qpunta residuales (l/s)
S10						1,80
Polígono Río de Janeiro Total	218.601	8,64	0,8	17,488	4,372	34,672
Calle del Portal	37.535	8,64	0,8	3,003	0,751	7,577
Calle Torrecilla	181.066	8,64	0,8	14,485	3,621	29,266

Como resumen los caudales calculados resultan:

$$Q_{lm} = 17,49 \text{ L/s}$$

$$5Q_{lm} = 87,5 \text{ L/s}$$

$$Q_P = 1,076 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{aliv} = 0,99 \text{ m}^3/\text{s}$$

Se adopta como caudal máximo que se puede permitir pasar aguas abajo del aliviadero un valor correspondiente a $5Q_m$, es decir **0,0875 m³/s**, aliviando a partir de ese valor. El caudal máximo aliviado será, por tanto, de $1,076 - 0,0875 = \mathbf{0,99 \text{ m}^3/\text{s}}$.

Según se justificará posteriormente, la capacidad máxima del colector en construcción es de 319,19 l/s.

5.2.- DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LOS COLECTORES.

Los colectores se proyectan en hormigón armado, usando un coeficiente de Manning de 0,013. La rasante de los colectores viene determinada por las cotas de los pozos de inicio y por la cota de entrada al aliviadero, dispuesta con margen suficiente para el desagüe adecuado del canal de descarga del mismo. Dicho aliviadero desagua a un colector de pluviales de HA y diámetro 1200 mm, proveniente del sector S10, conectándose en un pozo existente.

Con estos condicionantes la rasante del colector de la calle del Portal es del 0,77% en toda su longitud, mientras que la del colector de la calle Torrecilla tiene tres tramos, uno entre el pozo PA1 y PA2 del 0,64%, el siguiente entre PA2 y entrada al aliviadero del 0,75% y otro de 1% del inicio del aliviadero hasta el final.

En cuanto al colector de conexión, que une el aliviadero con el colector en ejecución, posee como condicionante principal los cruces bajo el colector de pluviales del S10 y bajo una tubería de pluviales de 800 mm de diámetro procedente de REDUR, además de la necesaria conexión con la tubería de aguas residuales que transporta los caudales de residuales del S10 (conexión en P2), y, por supuesto, la cota de la solera del pozo de conexión con el colector en ejecución.

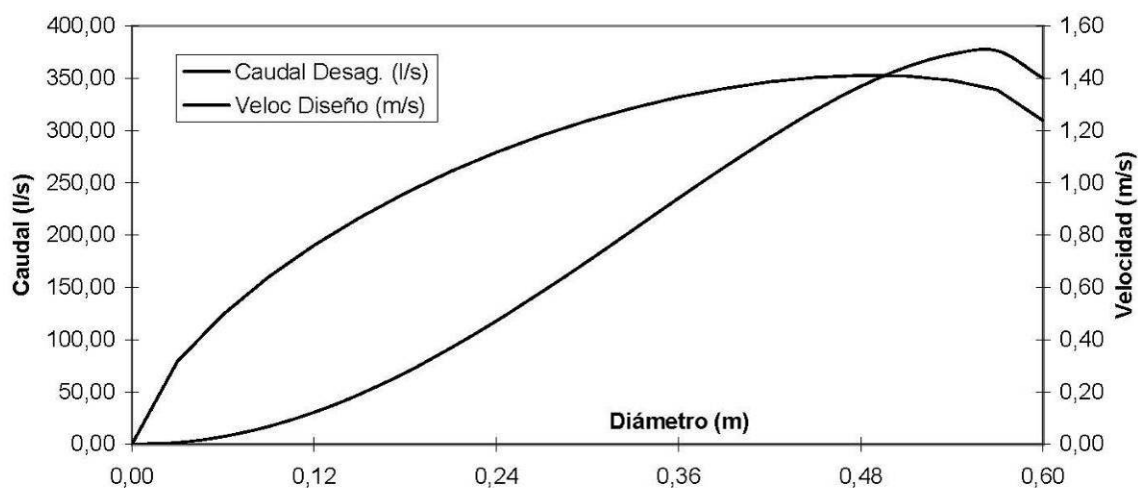
La rasante resultante tiene dos pendientes, una del 1,06% y otra, en su tramo final, de 0,035%.

Con estos datos se proponen los siguientes diámetros para los diferentes tramos de colectores, considerando un calado máximo admisible del 75% del diámetro, dado que la red del polígono es unitaria:

Colector	Material	i(%)	Q cálculo (l/s)	Calado (cm)	Velocidad (m/s)	Diámetro (mm)
Calle Portal	HA	0,77	246	28,6	1,86	600
C/ Torrecilla. Tramo 1	HA	0,64	883	55,9	2,36	800
C/ Torrecilla. Tramo 2	HA	0,75	1.076	61,60	2,59	800
C/ Torrecilla. Tramo 3	HA	1,00	87,50	18,1	1,59	400
Conexión	HA	1,06	319,19	27	2,24	500
Conexión	HA	0,35	319,19	43,6	1,45	600
Colector en ejecución	HA	0,32	319,19	45	1,46	600

A continuación se muestran las tablas donde se recoge el cálculo de la capacidad de evacuación de los colectores en función del calado.

CAPACIDAD HIDRÁULICA EN LÁMINA LIBRE DE UNA SECCIÓN CIRCULAR.



Descripción: Tubería de hormigón 600 (Colector en ejecución)

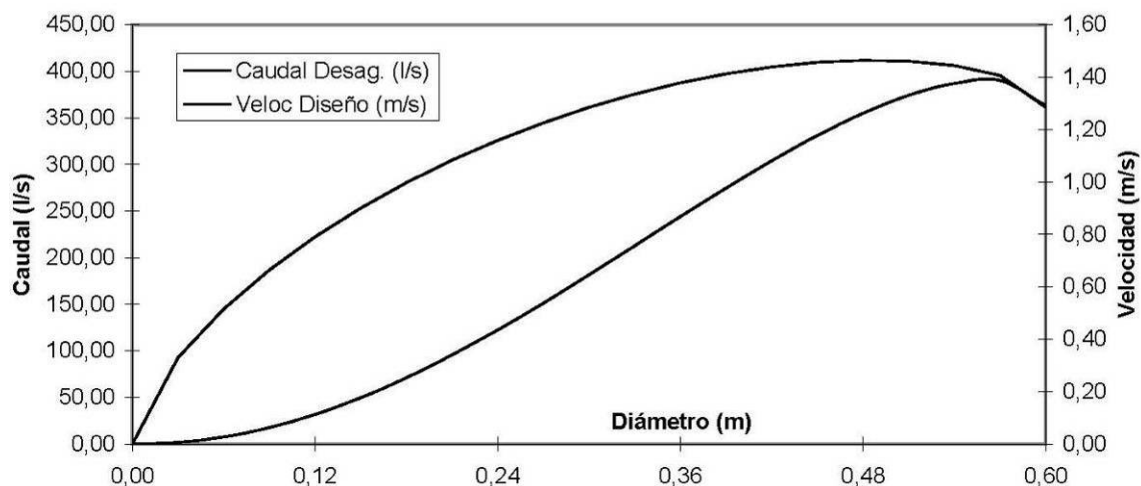
Diámetro (m): 0,60

Pendiente (%): 0,325%

Nº Manning: 0,013

Calado (% del Ø)	Calado (m)	ß (rad)	Sección Mojada (m2)	Perímetro Mojado (m)	Radio Hidráulico	Caudal Desag. (l/s)	Veloc. Diseño (m/s)
0,00%	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5,00%	0,030	0,45	0,01	0,27	0,02	1,68	0,32
10,00%	0,060	0,64	0,01	0,39	0,04	7,31	0,50
15,00%	0,090	0,80	0,03	0,48	0,06	17,02	0,64
20,00%	0,120	0,93	0,04	0,56	0,07	30,65	0,76
25,00%	0,150	1,05	0,06	0,63	0,09	47,95	0,87
30,00%	0,180	1,16	0,07	0,70	0,10	68,55	0,96
35,00%	0,210	1,27	0,09	0,76	0,12	92,04	1,04
40,00%	0,240	1,37	0,11	0,82	0,13	117,96	1,12
45,00%	0,270	1,47	0,12	0,88	0,14	145,80	1,18
50,00%	0,300	1,57	0,14	0,94	0,15	175,02	1,24
55,00%	0,330	1,67	0,16	1,00	0,16	205,02	1,29
60,00%	0,360	1,77	0,18	1,06	0,17	235,17	1,33
65,00%	0,390	1,88	0,19	1,13	0,17	264,77	1,36
70,00%	0,420	1,98	0,21	1,19	0,18	293,07	1,39
75,00%	0,450	2,09	0,23	1,26	0,18	319,19	1,40
80,00%	0,480	2,21	0,24	1,33	0,18	342,15	1,41
85,00%	0,510	2,35	0,26	1,41	0,18	360,70	1,41
90,00%	0,540	2,50	0,27	1,50	0,18	373,07	1,39
95,00%	0,570	2,69	0,28	1,61	0,17	376,12	1,36
100,00%	0,600	3,14	0,28	1,88	0,15	350,04	1,24

CAPACIDAD HIDRÁULICA EN LÁMINA LIBRE DE UNA SECCIÓN CIRCULAR.



Descripción: Tubería de HA 600 mm (colector conexión con colector en ejecución)

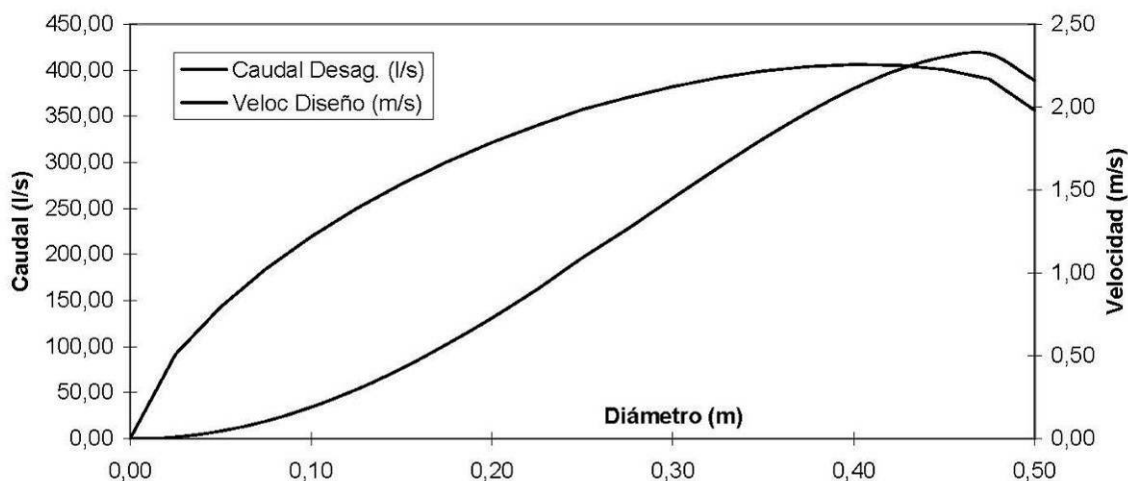
Diámetro (m): 0,60

Pendiente (%): 0,350%

Nº Manning: 0,013

Calado (% del Ø)	Calado (m)	β (rad)	Sección Mojada (m2)	Perímetro Mojado (m)	Radio Hidráulico	Caudal Desag. (l/s)	Veloc. Diseño (m/s)
0,00%	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5,00%	0,030	0,45	0,01	0,27	0,02	1,74	0,33
10,00%	0,060	0,64	0,01	0,39	0,04	7,58	0,52
15,00%	0,090	0,80	0,03	0,48	0,06	17,66	0,66
20,00%	0,120	0,93	0,04	0,56	0,07	31,81	0,79
25,00%	0,150	1,05	0,06	0,63	0,09	49,76	0,90
30,00%	0,180	1,16	0,07	0,70	0,10	71,14	1,00
35,00%	0,210	1,27	0,09	0,76	0,12	95,51	1,08
40,00%	0,240	1,37	0,11	0,82	0,13	122,41	1,16
45,00%	0,270	1,47	0,12	0,88	0,14	151,31	1,23
50,00%	0,300	1,57	0,14	0,94	0,15	181,63	1,28
55,00%	0,330	1,67	0,16	1,00	0,16	212,76	1,34
60,00%	0,360	1,77	0,18	1,06	0,17	244,05	1,38
65,00%	0,390	1,88	0,19	1,13	0,17	274,77	1,41
70,00%	0,420	1,98	0,21	1,19	0,18	304,13	1,44
75,00%	0,450	2,09	0,23	1,26	0,18	331,24	1,46
80,00%	0,480	2,21	0,24	1,33	0,18	355,07	1,46
85,00%	0,510	2,35	0,26	1,41	0,18	374,31	1,46
90,00%	0,540	2,50	0,27	1,50	0,18	387,16	1,44
95,00%	0,570	2,69	0,28	1,61	0,17	390,32	1,41
100,00%	0,600	3,14	0,28	1,88	0,15	363,25	1,28

CAPACIDAD HIDRÁULICA EN LÁMINA LIBRE DE UNA SECCIÓN CIRCULAR.



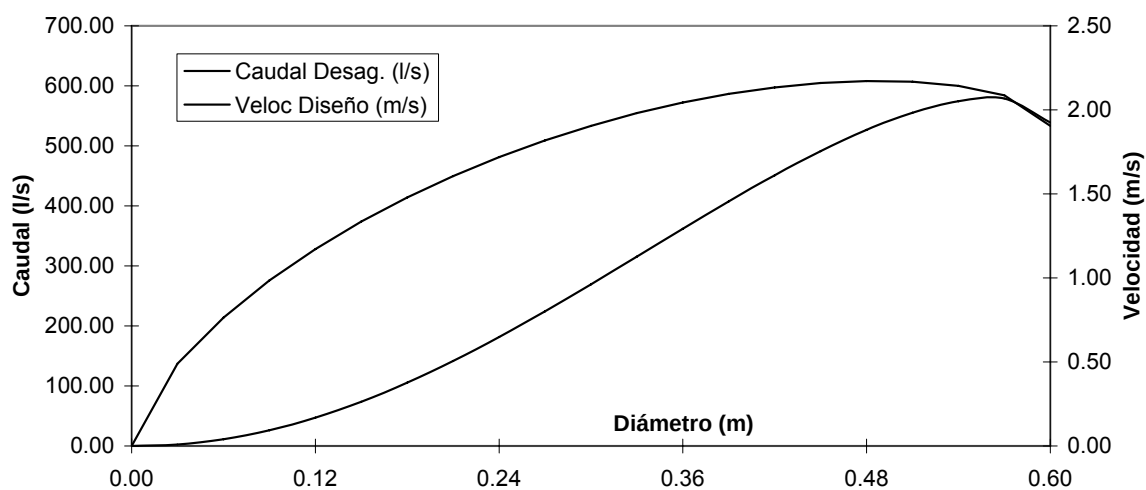
Descripción: Tubería de HA 500 mm (colector conexión con colector en ejecución)

Diámetro (m): 0,50

Pendiente (%): 1,060%

Nº Manning: 0,013

Calado (% del Ø)	Calado (m)	β (rad)	Sección Mojada (m ²)	Perímetro Mojado (m)	Radio Hidráulico	Caudal Desag. (l/s)	Veloc. Diseño (m/s)
0,00%	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5,00%	0,025	0,45	0,00	0,23	0,02	1,87	0,51
10,00%	0,050	0,64	0,01	0,32	0,03	8,12	0,79
15,00%	0,075	0,80	0,02	0,40	0,05	18,90	1,02
20,00%	0,100	0,93	0,03	0,46	0,06	34,04	1,22
25,00%	0,125	1,05	0,04	0,52	0,07	53,25	1,39
30,00%	0,150	1,16	0,05	0,58	0,09	76,13	1,54
35,00%	0,175	1,27	0,06	0,63	0,10	102,22	1,67
40,00%	0,200	1,37	0,07	0,68	0,11	131,01	1,79
45,00%	0,225	1,47	0,09	0,74	0,12	161,93	1,89
50,30%	0,252	1,58	0,10	0,79	0,13	196,36	1,98
55,00%	0,275	1,67	0,11	0,84	0,13	227,70	2,06
60,00%	0,300	1,77	0,12	0,89	0,14	261,18	2,12
65,00%	0,325	1,88	0,14	0,94	0,14	294,06	2,18
70,00%	0,350	1,98	0,15	0,99	0,15	325,48	2,22
75,00%	0,375	2,09	0,16	1,05	0,15	354,50	2,24
80,00%	0,400	2,21	0,17	1,11	0,15	380,00	2,26
85,00%	0,425	2,35	0,18	1,17	0,15	400,59	2,25
90,00%	0,450	2,50	0,19	1,25	0,15	414,34	2,23
95,00%	0,475	2,69	0,19	1,35	0,14	417,73	2,17
100,00%	0,500	3,14	0,20	1,57	0,13	388,76	1,98



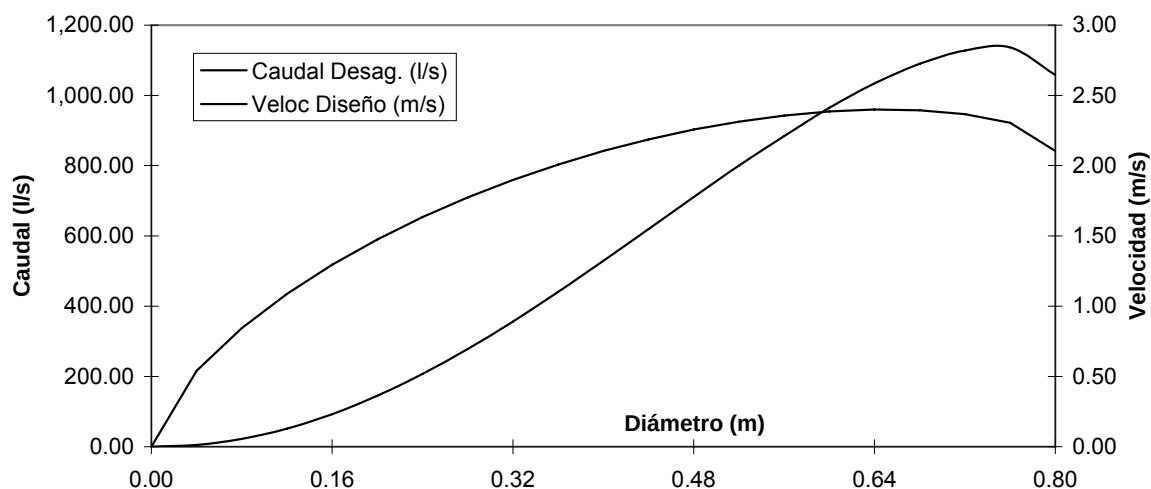
Descripción: Tubería de HA 600mm (c/ del Portal) Q_{max}=0,246 m³/s

Diámetro (m): 0.60

Pendiente (%): 0.770%

Nº Manning: 0.013

Calado (% del Ø)	Calado (m)	β (rad)	Sección Mojada (m ²)	Perímetro Mojado (m)	Radio Hidráulico	Caudal Desag. (l/s)	Veloc Diseño (m/s)
0.00%	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.00%	0.030	0.45	0.01	0.27	0.02	2.59	0.49
10.00%	0.060	0.64	0.01	0.39	0.04	11.25	0.76
15.00%	0.090	0.80	0.03	0.48	0.06	26.19	0.98
20.00%	0.120	0.93	0.04	0.56	0.07	47.18	1.17
25.00%	0.150	1.05	0.06	0.63	0.09	73.80	1.34
30.00%	0.180	1.16	0.07	0.70	0.10	105.51	1.48
35.00%	0.210	1.27	0.09	0.76	0.12	141.67	1.61
40.00%	0.240	1.37	0.11	0.82	0.13	181.57	1.72
45.00%	0.270	1.47	0.12	0.88	0.14	224.42	1.82
50.00%	0.300	1.57	0.14	0.94	0.15	269.40	1.91
55.00%	0.330	1.67	0.16	1.00	0.16	315.58	1.98
60.00%	0.360	1.77	0.18	1.06	0.17	361.98	2.04
65.00%	0.390	1.88	0.19	1.13	0.17	407.55	2.09
70.00%	0.420	1.98	0.21	1.19	0.18	451.10	2.13
75.00%	0.450	2.09	0.23	1.26	0.18	491.31	2.16
80.00%	0.480	2.21	0.24	1.33	0.18	526.65	2.17
85.00%	0.510	2.35	0.26	1.41	0.18	555.19	2.17
90.00%	0.540	2.50	0.27	1.50	0.18	574.24	2.14
95.00%	0.570	2.69	0.28	1.61	0.17	578.94	2.09
100.00%	0.600	3.14	0.28	1.88	0.15	538.79	1.91



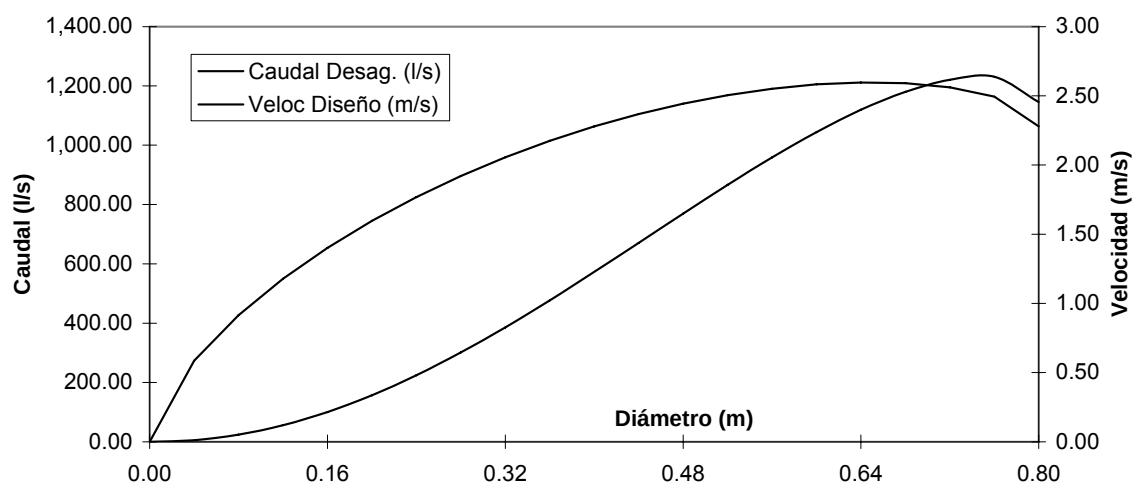
Descripción: Tubería de HA 800 mm Calle Torrecilla Tramo 1 $Q_{max}=0,883m^3/s$

Diámetro (m): 0.80

Pendiente (%): 0.640%

Nº Manning: 0.013

Calado (% del Ø)	Calado (m)	β (rad)	Sección Mojada (m ²)	Perímetro Mojado (m)	Radio Hidráulico	Caudal Desag. (l/s)	Veloc Diseño (m/s)
0.00%	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.00%	0.040	0.45	0.01	0.36	0.03	5.08	0.54
10.00%	0.080	0.64	0.03	0.51	0.05	22.09	0.84
15.00%	0.120	0.80	0.05	0.64	0.07	51.42	1.09
20.00%	0.160	0.93	0.07	0.74	0.10	92.64	1.29
25.00%	0.200	1.05	0.10	0.84	0.12	144.91	1.47
30.00%	0.240	1.16	0.13	0.93	0.14	207.17	1.63
35.00%	0.280	1.27	0.16	1.01	0.15	278.16	1.77
40.00%	0.320	1.37	0.19	1.10	0.17	356.49	1.90
45.00%	0.360	1.47	0.22	1.18	0.19	440.64	2.01
50.00%	0.400	1.57	0.25	1.26	0.20	528.94	2.10
55.00%	0.440	1.67	0.28	1.34	0.21	619.61	2.19
60.00%	0.480	1.77	0.31	1.42	0.22	710.73	2.26
65.00%	0.520	1.88	0.35	1.50	0.23	800.19	2.31
69.90%	0.559	1.98	0.38	1.58	0.24	884.04	2.36
75.00%	0.600	2.09	0.40	1.68	0.24	964.66	2.39
80.00%	0.640	2.21	0.43	1.77	0.24	1,034.04	2.40
85.00%	0.680	2.35	0.46	1.88	0.24	1,090.08	2.39
90.00%	0.720	2.50	0.48	2.00	0.24	1,127.49	2.37
95.00%	0.760	2.69	0.49	2.15	0.23	1,136.71	2.30
100.00%	0.800	3.14	0.50	2.51	0.20	1,057.88	2.10



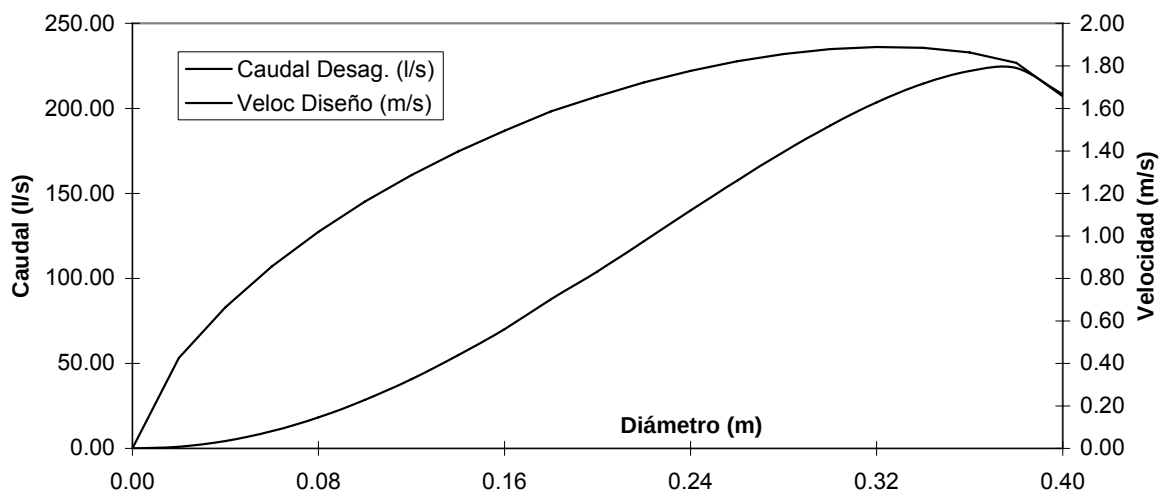
Descripción: Tubería de HA 800 mm Calle Torrecilla Tramo 2 Qmax=1,076 m3/s

Diámetro (m): 0.80

Pendiente (%): 0.750%

Nº Manning: 0.013

Calado (% del Ø)	Calado (m)	β (rad)	Sección Mojada (m2)	Perímetro Mojado (m)	Radio Hidráulico	Caudal Desag. (l/s)	Veloc. Diseño (m/s)
0.00%	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.00%	0.040	0.45	0.01	0.36	0.03	5.50	0.59
10.00%	0.080	0.64	0.03	0.51	0.05	23.91	0.91
15.00%	0.120	0.80	0.05	0.64	0.07	55.67	1.18
20.00%	0.160	0.93	0.07	0.74	0.10	100.29	1.40
25.00%	0.200	1.05	0.10	0.84	0.12	156.87	1.60
30.00%	0.240	1.16	0.13	0.93	0.14	224.26	1.77
35.00%	0.280	1.27	0.16	1.01	0.15	301.12	1.92
40.00%	0.320	1.37	0.19	1.10	0.17	385.91	2.06
45.00%	0.360	1.47	0.22	1.18	0.19	477.01	2.17
50.00%	0.400	1.57	0.25	1.26	0.20	572.59	2.28
55.00%	0.440	1.67	0.28	1.34	0.21	670.75	2.37
60.00%	0.480	1.77	0.31	1.42	0.22	769.38	2.44
65.00%	0.520	1.88	0.35	1.50	0.23	866.23	2.50
70.00%	0.560	1.98	0.38	1.59	0.24	958.80	2.55
75.00%	0.600	2.09	0.40	1.68	0.24	1,044.27	2.58
80.00%	0.640	2.21	0.43	1.77	0.24	1,119.38	2.60
85.00%	0.680	2.35	0.46	1.88	0.24	1,180.05	2.59
90.00%	0.720	2.50	0.48	2.00	0.24	1,220.54	2.56
95.00%	0.760	2.69	0.49	2.15	0.23	1,230.52	2.49
100.00%	0.800	3.14	0.50	2.51	0.20	1,145.19	2.28



Descripción: Tubería de HA 800 mm Calle Torrecilla Tramo 3 Qmax=0,0875 m3/s

Diámetro (m): 0.40

Pendiente (%): 1.000%

Nº Manning: 0.013

Calado (% del Ø)	Calado (m)	β (rad)	Sección Mojada (m ²)	Perímetro Mojado (m)	Radio Hidráulico	Caudal Desag. (l/s)	Veloc Diseño (m/s)
0.00%	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.00%	0.020	0.45	0.00	0.18	0.01	1.00	0.43
10.00%	0.040	0.64	0.01	0.26	0.03	4.35	0.66
15.00%	0.060	0.80	0.01	0.32	0.04	10.12	0.86
20.00%	0.080	0.93	0.02	0.37	0.05	18.24	1.02
25.00%	0.100	1.05	0.02	0.42	0.06	28.53	1.16
30.00%	0.120	1.16	0.03	0.46	0.07	40.78	1.29
35.00%	0.140	1.27	0.04	0.51	0.08	54.76	1.40
40.00%	0.160	1.37	0.05	0.55	0.09	70.18	1.50
45.30%	0.181	1.48	0.06	0.59	0.09	87.77	1.59
50.00%	0.200	1.57	0.06	0.63	0.10	104.13	1.66
55.00%	0.220	1.67	0.07	0.67	0.11	121.98	1.72
60.00%	0.240	1.77	0.08	0.71	0.11	139.92	1.78
65.00%	0.260	1.88	0.09	0.75	0.12	157.53	1.82
70.00%	0.280	1.98	0.09	0.79	0.12	174.36	1.86
75.00%	0.300	2.09	0.10	0.84	0.12	189.91	1.88
80.00%	0.320	2.21	0.11	0.89	0.12	203.56	1.89
85.00%	0.340	2.35	0.11	0.94	0.12	214.60	1.89
90.00%	0.360	2.50	0.12	1.00	0.12	221.96	1.86
95.00%	0.380	2.69	0.12	1.08	0.11	223.78	1.81
100.00%	0.400	3.14	0.13	1.26	0.10	208.26	1.66

5.3.- DIMENSIONAMIENTO DEL ALIVIADERO

Se propone un aliviadero sin cámara de retención con capacidad para aliviar 0,99 m³/s, dejando pasar un caudal de 5Qm, correspondientes a 87,5 l/s, ajustado por la capacidad de la tubería de salida del aliviadero, según se ha indicado en apartados anteriores. El canal principal, de sección rectangular, tiene un ancho de 1,20 m, mientras que el canal de descarga tiene un ancho de 1,35 m.

En dicho aliviadero se ubicará un tamiz horizontal para la filtración de sólidos situado en lado del canal de descarga, para minimizar las pérdidas de carga en el canal principal, en forma de media caña y dimensionado para filtrar un caudal equivalente al caudal máximo de alivio. Este tamiz cuenta con un sistema automático de limpieza, formado por un tornillo sin fin y cepillos no abrasivos que reincorporan el residuo a la red de residuales.

El diámetro de la malla del tamiz proyectado es de 500 mm con una luz de malla de 6 mm, que para el caudal de alivio de 0,91 m³/s debe tener una longitud efectiva de filtrado de 4.100 mm, adoptando longitudes comerciales.

Se calcula a continuación la altura de lámina de agua necesaria para desaguar el caudal de cálculo. La longitud del labio se relaciona con la altura de lámina de agua sobre el mismo mediante la expresión:

$$Q_{aliv} = Ca \times L \times H_v^{3/2}$$

Siendo:

Ca Coeficiente de vertido del aliviadero, que puede ser:

Ca= 1,8 para el caso de pared delgada (espesor inferior a Hv/2)

Ca= 1,4 para el caso de pared gruesa (espesor superior a Hv/2)

Q aliv Caudal aliviado, en m³/s

L Longitud del vertedero, en m.

Hv Altura de la lámina de vertido, en m.

En nuestro caso adoptaremos un coeficiente Ca de 1,4, resultando.

Cálculo altura de lámina de agua sobre vertedro						
Altura de lámina de agua (m)	Ancho del canal (m)	Altura del labio (m)	Espesor del labio (m)	Ca	Q (m ³ /s)	Longitud (m)
0,310	1,2	0,47	0,3	1,4	0,99	4,10

$$0,99 = 1,40 \times 4,10 \times 0,31^{3/2}$$

La altura del labio se fija para tener suficiente resguardo desde la lámina de agua en el canal de descarga y la parte baja del tamiz, considerando que la cesta baja 25 cm desde la coronación del labio.

Para esta longitud de aliviadero se obtiene una altura de lámina de agua sobre el labio del vertedero de 31 cm, es decir, a la cota 615,289. En caso de fallo eléctrico por el que dejara de funcionar el sistema de limpieza, el agua dentro del aliviadero alcanzaría la cota de emergencia 615,611, la cual no supone riesgo de que el agua alcance la cota de la tapa de los pozos situados aguas arriba del aliviadero.

El nivel del agua en el aliviadero funcionará como sigue:

- o Mientras que no se produzca alivio el nivel del agua en el aliviadero lo marcará el colector de salida.
- o Una vez que se empieza a aliviar el nivel del agua lo obliga el aliviadero.

Para dejar pasar los 87,50L/s por el colector de salida (400mm HA) debemos calcular el nivel del agua en aliviadero. Considerando unas pérdidas en la embocadura iguales a la energía cinética resulta:

Cota de salida del colector: 614,48

Calado colector de salida para 87,50L/s = 0,181m

Velocidad = 1,59m/s

Energía cinética= 0,128

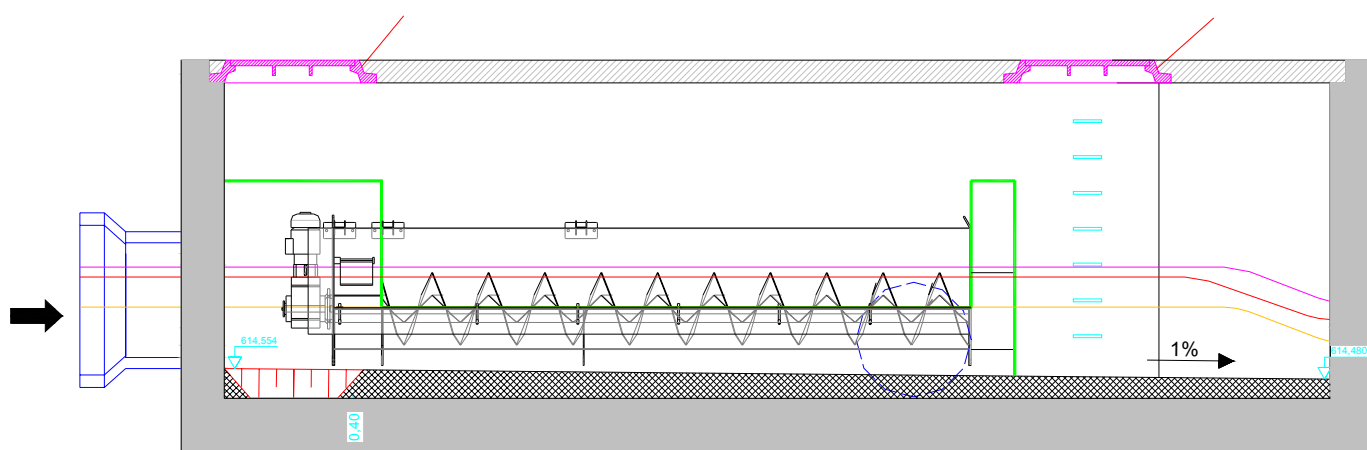
$$\text{Cota del labio} = 614.48 + 0,181 + 2 \cdot 0.128 = 614,917$$

De este cálculo resulta que el labio se debe disponer 44cm sobre la cota de salida del colector, sin embargo el labio del aliviadero lo hemos tenido que poner unos 50cm por encima de la cota del colector de salida del agua que pasa debido a condiciones constructivas del tamiz. En esas condiciones el agua que pasa por el colector de 400mm considerando unas pérdidas en la embocadura iguales a la energía cinética es de 111L/s. Esta circunstancia implicará que se produce un calado de agua en el colector de entrada de 42cm produciéndose una sobreelevación de $42 - 17 = 25\text{cm}$.

Cuando el colector de salida llegue a su capacidad máxima (221 L/s) existirá una altura de lámina de agua de 0,71m sobre la cota de salida por lo que la altura de vertido será de 0,21m lo que implicará un vertido de 0,55m³/s por lo que el caudal que estará llegando será de 0,773 m³/s. Estas condiciones obligarán a un calado en el colector de entrada de 63cm produciéndose una sobreelevación de $63 - 48 = 15\text{cm}$.

Para el caudal máximo de avenida considerado de 1,076 m³/s el colector de salida estará evacuando su capacidad máxima de 221 L/s por lo que por el aliviadero estará vertiendo 0,855 m³/s lo que implicará una altura de vertido de 0,28m. Estas condiciones obligarán a un calado en el colector de entrada de 70cm produciéndose una sobreelevación de $70 - 62 = 8\text{cm}$.

A continuación adjuntamos una imagen con la estimación de las cotas de lámina de agua. La línea amarilla representa la piezometría con $Q = 111\text{L/s}$, la roja para $Q = 0,773\text{L/s}$ y la magenta para $Q_{\text{max}} = 1,076\text{ m}^3/\text{s}$.

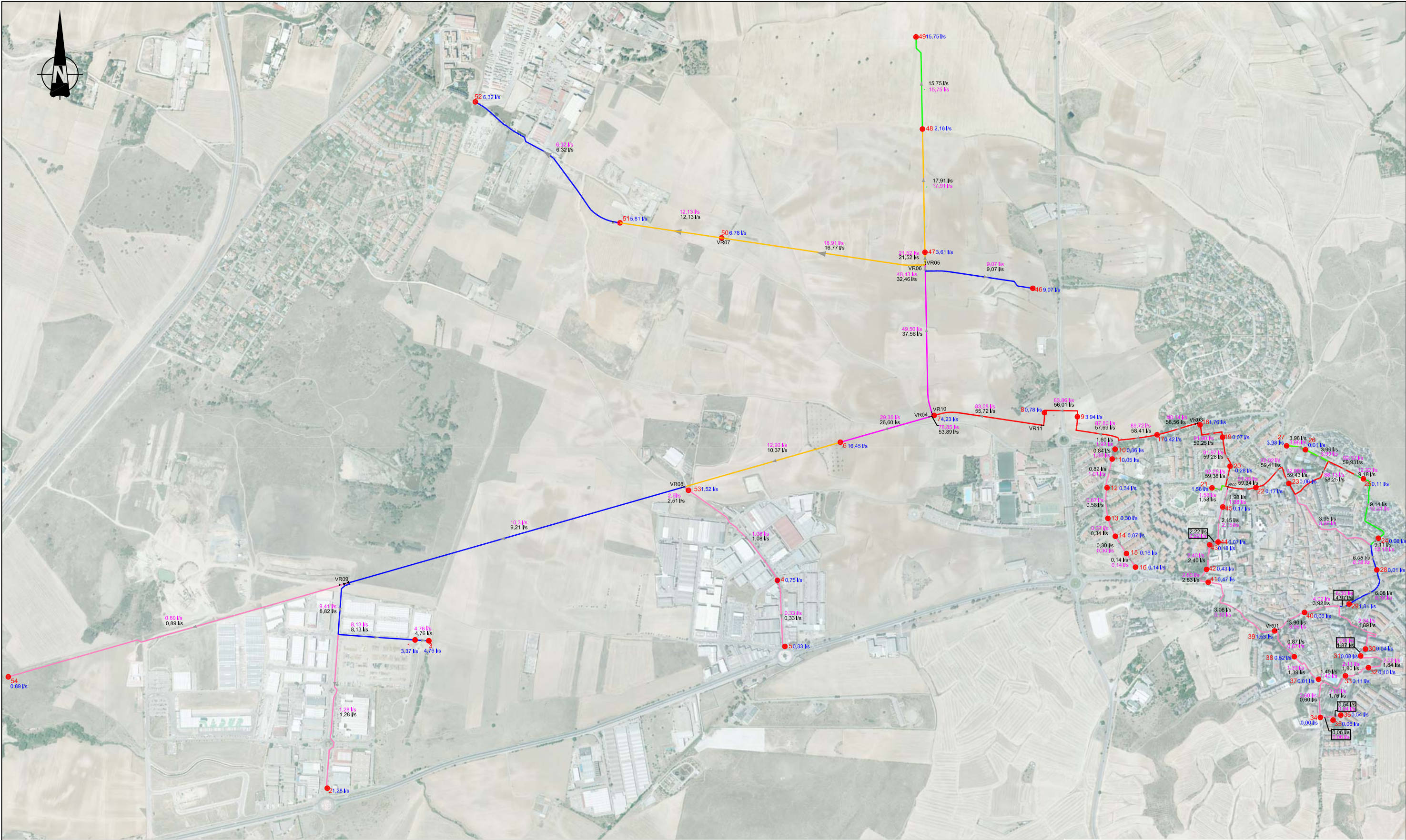


El colector de de desagüe del aliviadero se conecta con el colector de pluviales del S10 en un pozo existente. Se ha verificado la capacidad del colector de desagüe para el caudal

máximo de 0,99 m³/s. Con este criterio se dispone de una pendiente del 0,60%, por lo que un tubo de HA de 1000 mm de diámetro permite un desagüe holgado del caudal de cálculo.

Por último, se ha verificado la capacidad del colector de pluviales del S10, para comprobar que admite el vertido del caudal previsto. En el tramo de la conexión, dicho colector posee una pendiente del 0,55%, por lo que su capacidad de desagüe máxima es de 2.979 l/s considerando un llenado del 85%, ya que la red del sector S10 es separativa. Teniendo en cuenta que el caudal estimado para la avenida de los 10 años es de 1,10 m³/s, según los datos facilitados por el Canal de Isabel II, se concluye que el colector tiene sobrada capacidad para absorber el caudal máximo de alivio.

APÉNDICE Nº 1 PLANO DE DIÁMETROS RESULTANTES Y CAUDALES DE DISEÑO.



LEYENDA

	DN 250mm PN16		Válvulas de Red
	DN 200mm PN16		Pozo de Registro
	DN 160mm PN16		1,28 l/s Caudal bocas de riego
	DN 140mm PN16		1,07 l/s Caudales Clement
	DN 110mm PN16		1,28 l/s Caudales Máximos
	DN 90mm PN16		



PROYECTO DE SUMINISTRO DE AGUA DE RIEGO CON AGUA REGENERADA AL MUNICIPIO DE ALGETE.

TÍTULO DEL PLANO:

DIÁMETRO RESULTANTE Y CAUDALES DE DISEÑO.

FECHA: AGOSTO DE 2016

ESCALA: S/E

Nº DE PLANO

ASISTENCIA TÉCNICA:

AUTORES DEL PROYECTO:

DIRECTORA DEL PROYECTO:

VERIFICA JEFA DEL ÁREA DE PROYECTOS DE ABASTECIMIENTO:

A. Nº 6

D. RAMÓN SALAS DE LA HERRERA

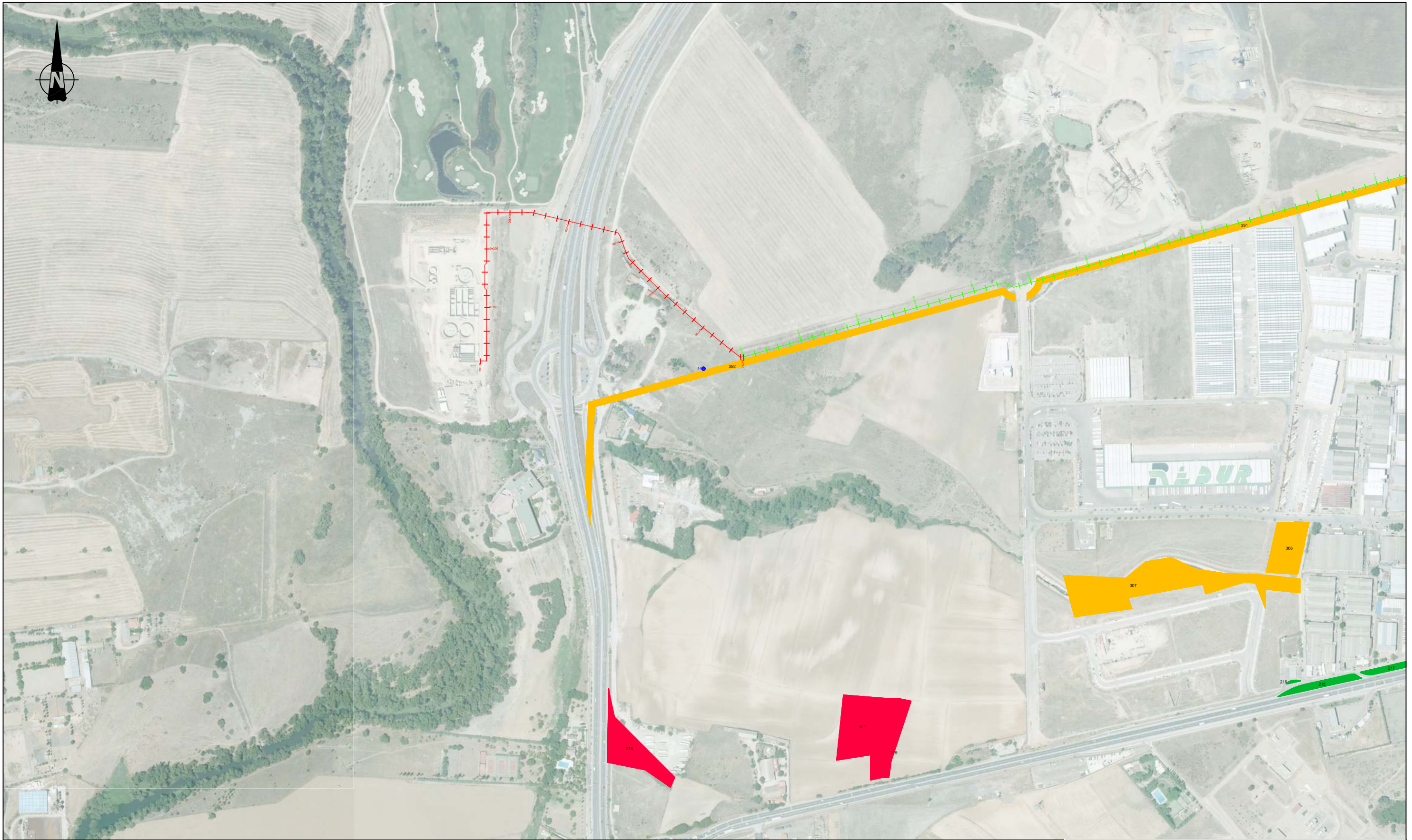
D. VICENTE AGÜERA CAMACHO

Dña. BECICA BARRIOSO LARA

Dña. MIRIAM FERNÁNDEZ LARA

HOJA 01 DE 01

APÉNDICE Nº 2 PLANO DE ZONAS VERDES CONSIDERADAS EN EL RIEGO.



	6	7
	4	5
1	2	3

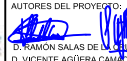
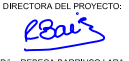
Inventario zonas verdes

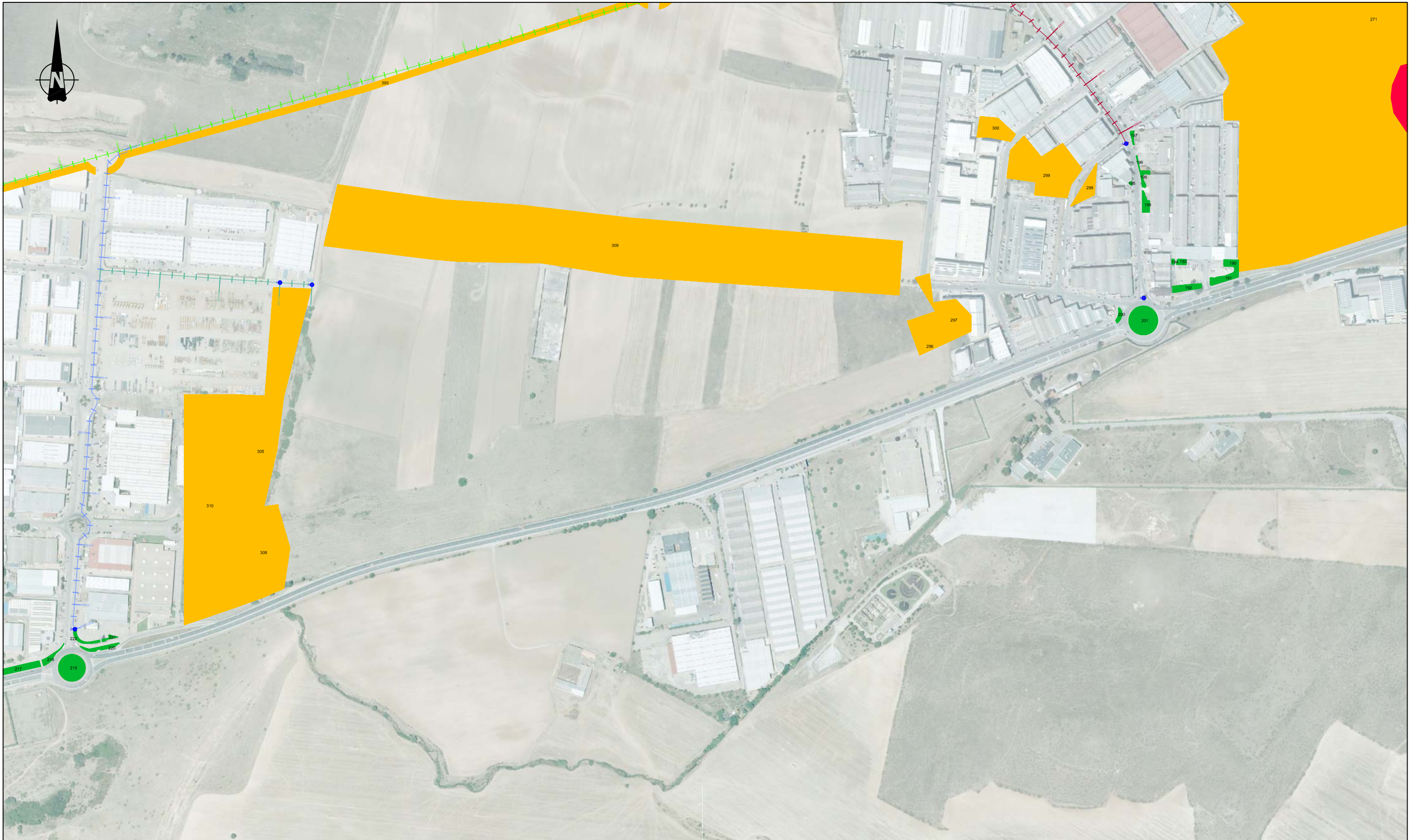
-  Zonas verdes consolidadas
-  Zonas verdes planificadas
-  Zonas verdes excluidas de riego



PROYECTO DE SUMINISTRO DE AGUA DE RIEGO CON AGUA REGENERADA AL MUNICIPIO DE ALGETE.

TÍTULO DEL PLANO: ANEJO Nº 6.- CÁLCULOS HIDRÁULICOS
ZONAS VERDES CONSIDERADAS EN EL RIEGO

FECHA: AGOSTO DE 2016	ESCALA: 1/6.000	Nº DE PLANO
ASISTENCIA TÉCNICA: 	AUTORES DEL PROYECTO:  D. RAMÓN SALAS DE LA HERRERA	DIRECTORA DEL PROYECTO:  Dña. BEBECIA BARRIOS LARA
	VºBº LA JEFA DEL ÁREA DE PROYECTOS DE ABASTECIMIENTO:  Dña. MIRIAM FERNÁNDEZ LARA	HOJA 1 DE 2



	6	7
	4	5
1	2	3

Inventario zonas verdes

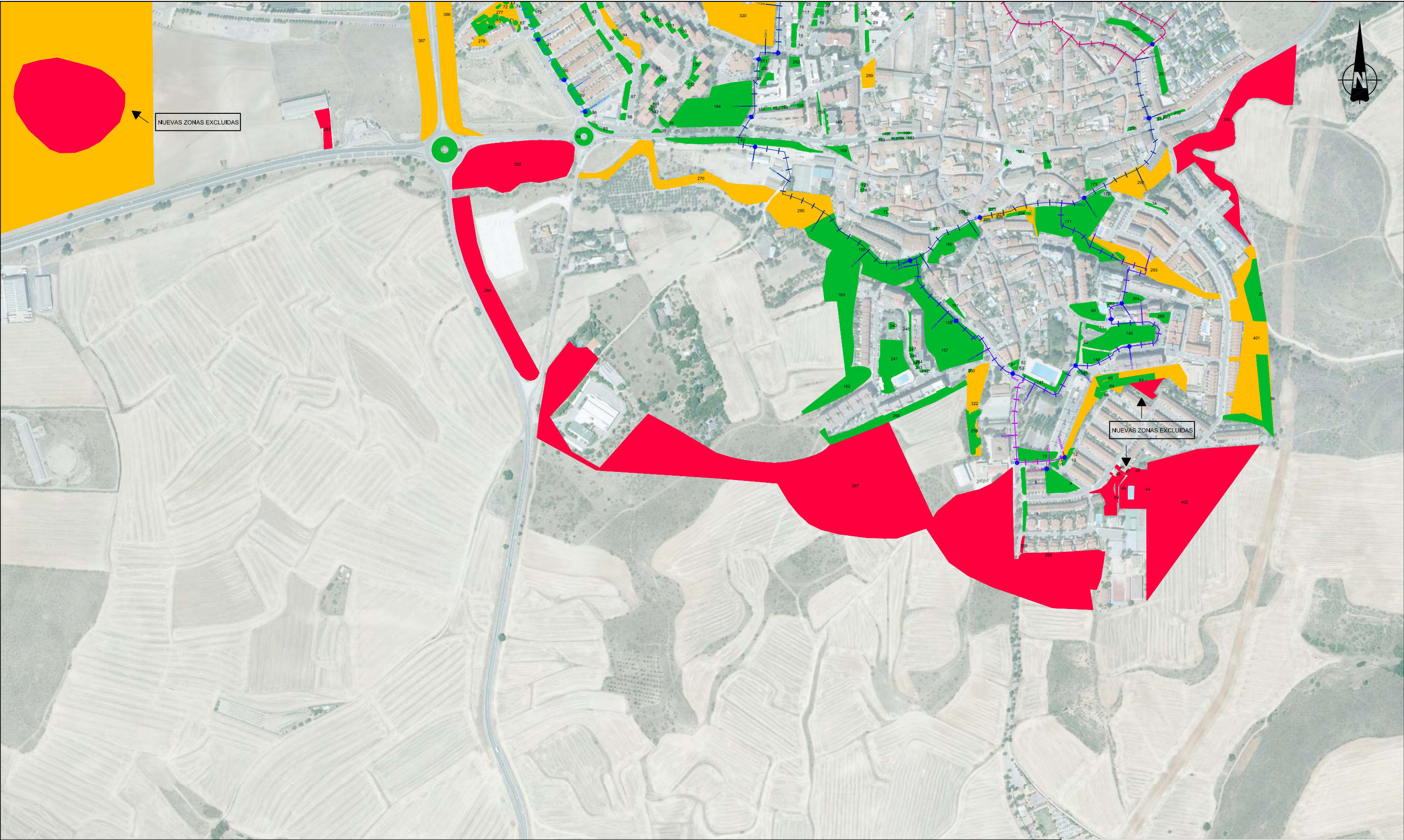
- Zonas verdes consolidadas
- Zonas verdes planificadas
- Zonas verdes excluidas de riego



PROYECTO DE SUMINISTRO DE AGUA DE RIEGO CON AGUA REGENERADA AL MUNICIPIO DE ALGETE.

ANEJO Nº 6.- CÁLCULOS HIDRÁULICOS
ZONAS VERDES CONSIDERADAS EN EL RIEGO

FECHA: AGOSTO DE 2016	ESCALA: 1/6.000	Nº DE PLANO
ASISTENCIA TÉCNICA: D. RAMÓN SALAS DE LA HAZ D. VICENTE AGÜERA CAMACHO	AUTORES DEL PROYECTO: D. RAMÓN SALAS DE LA HAZ D. VICENTE AGÜERA CAMACHO	DIRECTORA DEL PROYECTO: Dña. REBECA BARRIUSO LARA
VºBº LA JEFA DEL ÁREA DE PROYECTOS DE ABASTECIMIENTO: Dña. MIRIAM FERNÁNDEZ LARA		HOJA 2 DE 2



	6	7
	4	5
1	2	3

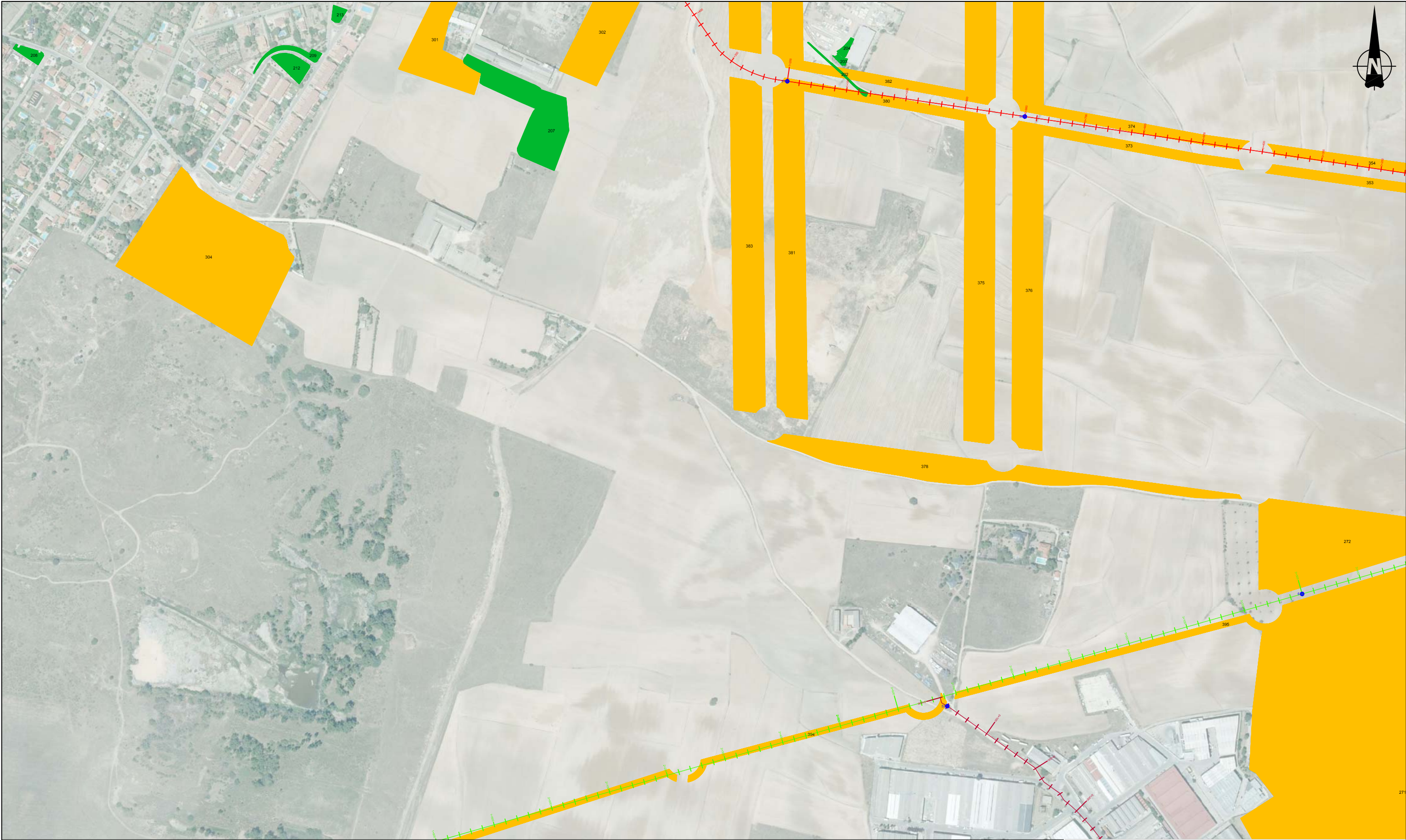
Inventario zonas verdes

- Zonas verdes consolidadas
- Zonas verdes planificadas
- Zonas verdes excluidas de riego

PROYECTO DE SUMINISTRO DE AGUA DE RIEGO CON AGUA REGENERADA AL MUNICIPIO DE ALGETE.

TÍTULO DEL PLANO: ANEJO Nº 6.- CÁLCULOS HIDRÁULICOS ZONAS VERDES CONSIDERADAS EN EL RIEGO

FECHA: AGOSTO DE 2016	ESCALA: 1/6.000	Nº DE PLANO
ASISTENCIA TÉCNICA: D. RAMÓN SALAS DE LA HAZ, D. VICENTE AGÜERA CAMACHO	AUTORES DEL PROYECTO: D. JUAN CARLOS LÓPEZ, D. JUAN CARLOS LÓPEZ	DIRECTORA DEL PROYECTO: Dña. BEBECIA BARRIOSO LARA
VºBº LA JEFA DEL ÁREA DE PROYECTOS DE ABASTECIMIENTO: Dña. MIRIAM FERNÁNDEZ LARA		HOJA 3 DE 7



	6	7
	4	5
1	2	3

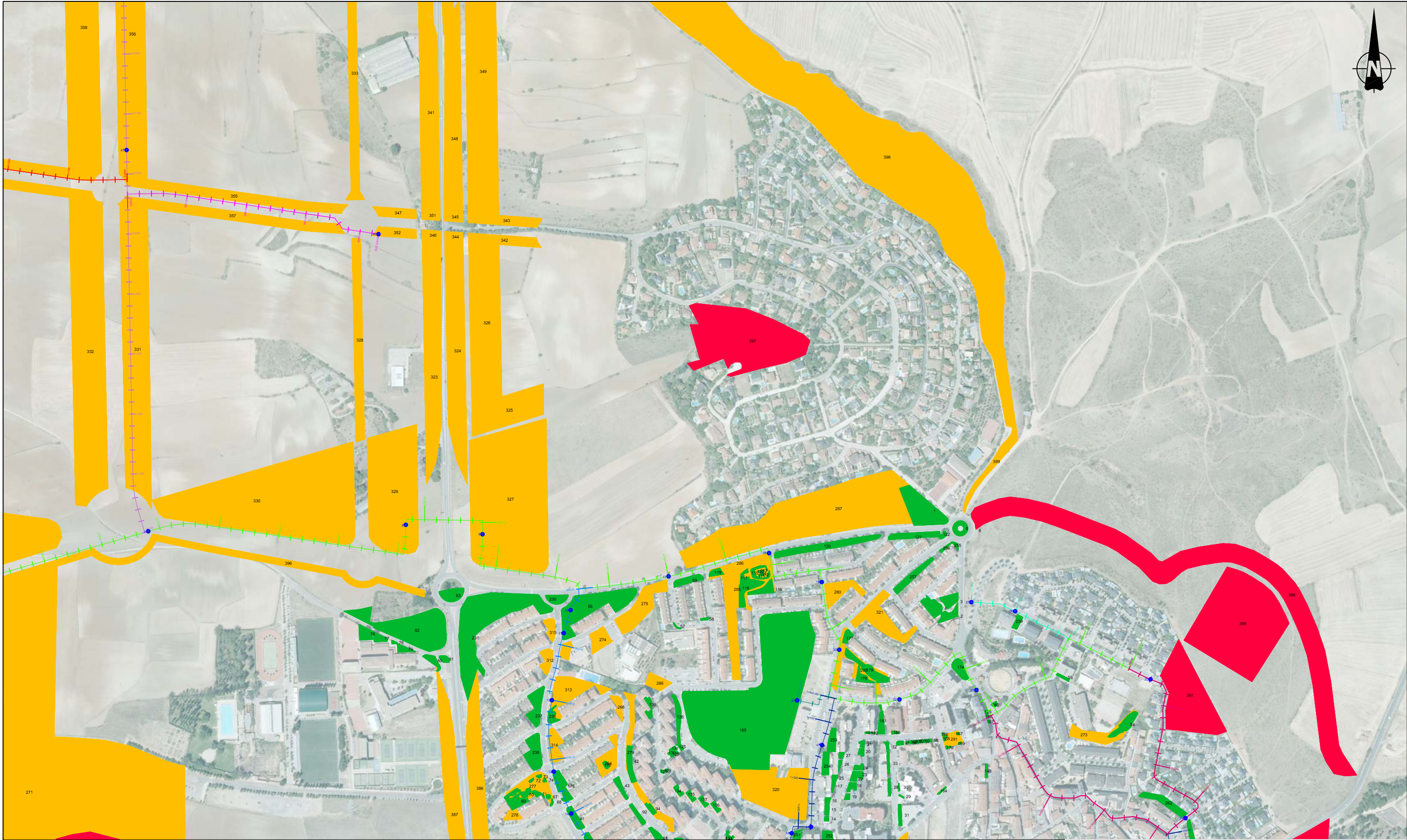
Inventario zonas verdes

- Zonas verdes consolidadas
- Zonas verdes planificadas
- Zonas verdes excluidas de riego

PROYECTO DE SUMINISTRO DE AGUA DE RIEGO CON AGUA REGENERADA AL MUNICIPIO DE ALGETE.

TÍTULO DEL PLANO: ANEJO Nº 6.- CÁLCULOS HIDRÁULICOS ZONAS VERDES CONSIDERADAS EN EL RIEGO

FECHA: AGOSTO DE 2016	ESCALA: 1/6.000	Nº DE PLANO
ASISTENCIA TÉCNICA: D. RAMÓN SALAS DE LA HAZ, D. VICENTE AGÜERA CAMACHO	AUTORES DEL PROYECTO: D. JUAN CARLOS LÓPEZ, D. JUAN CARLOS LÓPEZ	DIRECTORA DEL PROYECTO: Dña. REBECA BARRIOSO LARA
VºBº LA JEFA DEL ÁREA DE PROYECTOS DE ABASTECIMIENTO: Dña. MIRIAM FERNÁNDEZ LARA		HOJA 4 DE 7



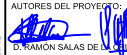
	6	7
	4	5
1	2	3

Inventario zonas verdes

- Zonas verdes consolidadas
- Zonas verdes planificadas
- Zonas verdes excluidas de riego



PROYECTO DE SUMINISTRO DE AGUA DE RIEGO CON AGUA
REGENERADA AL MUNICIPIO DE ALGETE.

TÍTULO DEL PLANO:		ANEJO Nº 6.- CÁLCULOS HIDRÁULICOS ZONAS VERDES CONSIDERADAS EN EL RIEGO	
FECHA:	AGOSTO DE 2016	ESCALA:	1/6.000
ASISTENCIA TÉCNICA:	AUTORES DEL PROYECTO:	DIRECTORA DEL PROYECTO:	VºBº LA JEFA DEL ÁREA DE PROYECTOS DE ABASTECIMIENTO:
	 D. RAMÓN SALAS DE LA CRUZ D. VICENTE AGÜERA CAMACHO	 Dña. REBECCA BARRIUÑO LARA	 Dña. MIRIAM FERNÁNDEZ LARA
		Nº DE PLANO	
		HOJA 5 DE 7	



	6	7
	4	5
1	2	3

Inventario zonas verdes

- Zonas verdes consolidadas
- Zonas verdes planificadas
- Zonas verdes excluidas de riego



PROYECTO DE SUMINISTRO DE AGUA DE RIEGO CON AGUA REGENERADA AL MUNICIPIO DE ALGETE.

ANEJO Nº 6.- CÁLCULOS HIDRÁULICOS
ZONAS VERDES CONSIDERADAS EN EL RIEGO

FECHA: AGOSTO DE 2016	ESCALA: 1/6.000	Nº DE PLANO
ASISTENCIA TÉCNICA: D. RAMÓN SALAS DE LA HAZ D. VICENTE AGÜERA CAMACHO	AUTORES DEL PROYECTO: D. RAMÓN SALAS DE LA HAZ D. VICENTE AGÜERA CAMACHO	DIRECTORA DEL PROYECTO: Dña. BEBECÁ BARRIUSO LARA Dña. MIRIAM FERNÁNDEZ LARA
VºBº LA JEFA DEL ÁREA DE PROYECTOS DE ABASTECIMIENTO: Dña. MIRIAM FERNÁNDEZ LARA		HOJA 6 DE 7



	6	7
	4	5
1	2	3

Inventario zonas verdes

-  Zonas verdes consolidadas
-  Zonas verdes planificadas
-  Zonas verdes excluidas de riego



PROYECTO DE SUMINISTRO DE AGUA DE RIEGO CON AGUA REGENERADA AL MUNICIPIO DE ALGETE.

TÍTULO DEL PLANO: ANEJO Nº 6.- CÁLCULOS HIDRÁULICOS
ZONAS VERDES CONSIDERADAS EN EL RIEGO

FECHA: AGOSTO DE 2016	ESCALA: 1/6.000	Nº DE PLANO
ASISTENCIA TÉCNICA: 	AUTORES DEL PROYECTO: D. RAMÓN SALAS DE LA HERRERA D. VICENTE AGÜERA CAMACHO	DIRECTORA DEL PROYECTO: Dña. REBECA BARRIUSO LARA
VºBº LA JEFA DEL ÁREA DE PROYECTOS DE ABASTECIMIENTO: Dña. MIRIAM FERNÁNDEZ LARA		HOJA 7 DE 7