

EDUARDO TORROJA
OFICINA TÉCNICA DE INGENIERÍA
MADRID

ABASTECIMIENTO DE AGUAS DE ALMENDRALEJO

PROYECTO DE REPLANTEO

M E M O R I A

Fecha Junio 1927.

Núm. 3.101 - 301.

MEMORIA

Como en los planos detallamos minuciosamente todas las obras, no hacemos en esta memoria más que indicar las unidades de que se trata sin entrar en descripciones inútiles, y separando en forma de anejos los cálculos justificativos de los elementos proyectados.-

Obras de toma.- Comprenden estas obras una zanja de coronación que rodea el embalse con el 0,0025 de pendiente, y las represas de mampostería que se señalan en los planos correspondientes para el cruce de los arroyos laterales que acuden al embalse, y para el vertedero de la presa.-

La toma del agua se hace desde las actuales tomas de las turbinas sin tocar a la presa, y con tuberías de 200 mm.- La caseta de llaves con su vertedero y desagüe de fondo se proyecta con el detalle suficiente para ahorrarnos su descripción. Tanto la caseta como las presas antedichas serán de mampostería hidráulica con enlucido en las partes que han de estar mojadas.-

Replanteo de la conducción.- No detallamos los motivos que nos han obligado a introducir variaciones en la traza de la conducción porque en definitiva siempre han venido impuestas por el terreno y por la conveniencia de reducir el coste total de la conducción.-

En el plano y perfil de la conducción se detallan todas las alineaciones y rasantas, y en el anejo n° 1, la justifica-

ción de las pérdidas de cargas dadas a los sifones.- Todo el acueducto se ha mantenido sin variación para dar paso a 5.000 m. diarios, los sifones de 300 m/m para 3.000 m. y el de 250 m/m para ~~2x~~ 2.500 m.

Acueducto.- Se mantienen las mismas dimensiones del proyecto haciéndolo circular de 45 cm. de diámetro, y construido bien hormigonado " in situ "mbien con tubos hechos en el taller.-

Sifones.- El sifón principal que cruza el valle del Guadajira será de 250 m/m de acero asfaltado en toda su longitud, o de ^{de} acero asfaltado en la parte mayor darga y hormigón armado en el resto.-

La comprobación de las pérdidas de carga de estos sifones se hace en el anejo nº 1.-

Todos los demás sifones se proyectan de hormigón armado de 300 m/m de diámetro y con las armaduras señaladas en los planos u otras equivalentes; pero podrán también sustituirse por tubos de acero asfaltado si durante la construcción se viera la conveniencia de esta sustitución.-

Elementos accesorios de la conducción.- Todas las casetas de cabeza de sifón de desagüe y de registro se proyectan con detalle en las hojas de planos adjuntos; serán de mampostería u hormigón en masa y con los elementos mojados perfectamente cubidos.-

Las arquetas de desagüe irán en todos los pasos de alineación recta a curva siempre que estos no estén a menos de 40 m. y las de ventilación a distancias medias de 2 km. correspondiendo con las vaguadas o puntos de fácil desagüe.-

Depósito.- El depósito se proyecta de hormigón armado todo el muro de contorno y hormigón en masa en la solera y canal de d desagüe.-

Como en los planos se señalan todos los detalles y en

EDUARDO TORROJA

INGENIERO DE CAMINOS CANALES Y PUERTOS

MADRID

ANEJO N^o 1

CALCULO DE LOS SIFONES

un anejo a esta memoria los cálculos justificativos no necesitamos entretenernos en descripciones detalladas; únicamente diremos que como los muros son de mucho espesor y sus cargas muy bajas, basta emplear hormigón de 250 kg. de cemento por metro cúbico, y darle la impermeabilidad necesaria con un enlucido de 500 Kg.-

Caseta de llaves.- Suprimimos aquí la vivienda y reducimos la caseta a lo necesario para el manejo de las llaves, disponiéndola separada del depósito para asegurar los asientos uniformes del suelo alrededor de este.- Toda ella se proyecta de mampostería con enlucidos en la cámara de desague.-

Las tuberías de desague son de hormigón de 20 cm. de diámetro y las de carga de fundición y de 30 cm. con sus llaves correspondientes.-

Red de distribución.- Todas las tuberías de diámetros menores de 300 m/m serán de fundición con las longitudes y diámetros señalados en los planos, y cuya justificación se detalla en el anejo nº 3.-

Las tuberías de mayor diámetro de las que no arrancan acometidas a las casas serán de hormigón armado o acero asfaltado.-

Todas ellas irán a una profundidad mínima de 50 cm. y el número y emplazamiento de las llaves y demás elementos de red serán también los que se indican en el plano de la distribución.-

Madrid 18 de Junio de 1.927.

Cálculo de los sifones:Sifones de 300 m/m de diámetro interior.-

Con el caudal de 3.000 metros cúbicos diarios o 35 litros por segundo la pérdida de carga unitaria es :

$$\frac{0,0025 \times 0,035^2}{0,305^5} = 0,00126$$

y puede comprobarse que es en todos los sifones igual o superior a esta.-

La resistencia de estas tuberías depende de la armadura helicoidal de que van provistas, y esta es para cargas menores de 15 m. de 8 redondos de 6 mm. por metro lineal o sea 2,25 cm.-

La tensión en la pared es evidentemente:

$$15.000 \times \frac{0,30}{2} = 2.250 \text{ Kg/m.l.}$$

por consiguiente la armadura está trabajando a 10 Kg/mm.

Del mismo modo puede comprobarse que para presiones mayores se tiene:

<u>Altura</u>	<u>Tensión</u>	<u>Armadura</u>	<u>Carga</u>
20 m.	3.000 Kg.	282 mm.	10,6 Kg/mm.
25	2.750	339	11,0
30	4.500	385	11,7
35	5.250	482	11,4

sin alcanzar nunca el límite fijado de 12 Kg/mm.

Sifón de 250 mm. de diámetro.-

La pérdida de carga al dar paso a 2.500 metros cúbicos diarios o sea 29 litros por segundo es

$$i = \frac{0,0025 \times 0,029^2}{0,25^5} = 0,00215$$

La resistencia no es necesario comprobarla ya que se propone construirlo de acero asfaltado preparado para la carga que ha de

EDUARDO TORROJA

INGENIERO DE CAMINOS CANALES Y PUERTOS

MADRID

ANEJO Nº 2.

CALCULO DEL DEPOSITO

EDUARDO TORROJA

INGENIERO DE CAMINOS CANALES Y PUERTOS

MADRID

- 5 -

resistir, con mucha holgura.-

Depósito de aguas.

Para no alterar las condiciones del depósito proyectado hemos de mantener los mismos valores fundamentales de 3.000 m. de capacidad y 5,00 m. de altura de agua.- Como el muro de recinto se proyecta ahora con una ancha zapata de cimentación y una pared ataludada interiormente empezaremos por rectificar las dimensiones en planta para mantener la misma cubicación.-

El volumen de agua de cada caba está formado por dos troncos de pirámide cuya cubicación es:

$$(20,50 \times 15,30 + 15,70 \times 10,50 + 20,50 \times 15,30 \times 15,70 \times 10,50) \frac{1,00}{3} = 235 \text{ m}^3$$

$$(20,50 \times 15,30 + 21,30 \times 15,90 + 20,50 \times 15,30 \times 21,30 \times 15,90) \frac{4,00}{3} = \frac{1.300}{3} = 1.536 \text{ m}^3$$

Por consiguiente la capacidad total de este depósito es de 3.072 m. y alcanza los 3.000 m. con una altura de agua de 4,90 m. solamente.- Sus dimensiones entre paramente exterior son 21,70 x 32,40 m. sin contar la zapata que sobresale 1,00 m. en todo el contorno y arroja por tanto una superficie de 23,70 x 34,40 = 800 m².-

Comprobada la cubicación del depósito pasaremos a determinar las condiciones de estabilidad y resistencia del muro:

Estabilidad al vuelco.- Tomaremos momentos respecto a un punto de la base de la zapata retrasado 0,25 m. del borde de la misma para trabajar con toda seguridad.-

El momento volcador debido al empuje del agua es:

$$\frac{1.000 \times 4,00}{2} \times 1,85 = 14,800 \text{ m/kg.}$$

El momento resistente debido a los pesos del muro y del agua y tierras sobre la zapata es:

Solera :	1,85 × 2.200 = 4.800 Kg.	4.800 × 1,50 = 6.100mKg
Muro :	1,60 × 2.200 = 3.500 "	3.500 × 1,00 = 3.500
Tierras :	4,00 × 1.700 = 6.800 "	6.800 × 0,25 = 1.700
	4,00 × 0,20 × 1.000 = 800 "	800 × 1,25 = 1.000
Agua	4,00 × 2,40 × 1.000 = 9.600 "	9.600 × 2,80 = 26.900
	1,00 × 1,20 × 1.000 = <u>1.200</u> "	1.200 × 3,20 = <u>3.800</u>
	26.700 Kg.	43.000mKg

$$\text{Coeficiente de seguridad al vuelco : } \frac{43.000}{14,00} = 3,1$$

Estabilidad de deslizamiento.- Viene dada por la relación entre la carga vertical y la horizontal.-

Carga vertical : 26.700 Kg.

Carga horizontal:

$$\frac{1.000 \times 5,00}{2} = 12.500 \text{ Kg.}$$

Inclinación de la resultante sobre la vertical

$$\text{tg } a = \frac{12.500}{26.700} = 0,47 \quad " \quad a = 25^\circ$$

Inclinación sobre el plano de deslizamiento:

$$25 - 10 = 15^\circ \quad " \quad \text{tg} = 0,26$$

Valores suficientemente seguros sobre todo recordando que no se ha tenido en cuenta el empuje pasivo de las tierras, ni la continuidad de la solera.-

Reacción del terreno.- El punto de paso de la resultante está a una distancia del eje de giro considerado dada por el cociente.

$$\frac{43.000 - 14.800}{26.700} = 1,05 \text{ m.}$$

o sea a 1,30 m. del borde de la zapata, y como esta zapata tiene una rigidez muy grande la repartición de presiones sobre el terreno será sensiblemente triangular y se extenderá en una longitud de tres veces la excentricidad o sea aproximadamente en

los 4,00 m. de ancho de la zapata.- Por tanto la reacción máxima sobre el terreno será :

$$2 \times \frac{26.700}{400 \times 100} = 1,4 \text{ Kg/cm.}$$

carga admisible aún en terrenos de mediana consistencia.-

Resistencia del muro a la flexión

El momento flector que el empuje del agua produce sobre la base del muro en su unión con la zapata es:

$$\frac{1.000 \times 3,75}{6} = 9.000 \text{ m/kg.}$$

Ahora bien, con el canto útil de 56 cm. y la sección de armadura de 19 cm² que tiene la sección considerada, la profundidad de la fibra neutra es:

$$\frac{(100)^2}{2} = 15 \times 19 (56 - x) \quad " \quad = 15 \text{ cm.}$$

el momento de inercia:

$$I = \frac{100}{3} \times 15^3 + 15 \times 19 \times 41^2 = 592.000 \text{ cm.}^4$$

y las cargas unitarias máximas del hormigón y del hierro son respectivamente:

$$H = \frac{900.000 \times 15}{592.000} = 23 \text{ Kg/cm.} \quad " \quad A = 15 \frac{9.000 \times 41}{592.000} = 9,4 \text{ Kg/mm}$$

Resistencia al esfuerzo cortante.- Como la armadura oblicua que se dispone tiene una sección de 10 cm² y el esfuerzo es:

$$1.000 \frac{3,75}{2} = 7.000 \text{ Kg.}$$

la carga unitaria del acero es de 7 Kg/mm.

Resistencia de la zapata.- La parte exterior de la zapata sufre una reacción del suelo de 1,2 kg/cm² por término medio en el metro de vuelo que tiene pero como el peso de la carga de tierra que soporta representa 0,7 kg/cm² queda una reacción de abajo hacia arriba de 0,5 Kg/cm² lo que representa con el metro de vuelo que tiene la zapata un momento flector de :

$5.000 \times 0,50 = 2.500 \text{ m/kg.}$; flexión que se resiste holgadamente por la sección proyectada, y no consideramos necesario comprobar.

La parte inferior de la zapata sufre una flexión producida por el empuje del agua de:

$$\frac{4.000 \times 2,40^2}{2} + \frac{1.000 \times 2,40^2}{2} = 15.800 \text{ m/kg.}$$

y otra en sentido contrario producida por la reacción del terreno de :

$$\frac{8.500 \times 2,40^2}{6} = 8.200 \text{ m/kg.}$$

siendo 8.500 kg/m^2 la reacción del terreno en la vertical del borde interior de la pared y $2,40 \text{ m.}$ el vuelo de la zapata.-

La flexión resultante es pues:

$$15.800 - 8.200 = 7.600 \text{ m/kg.}$$

Con el canto útil de 56 cm. y la armadura de 19 cm^2 la pieza tiene las mismas características que la pared y como el esfuerzo de flexión es menor las cargas del hormigón y el hierro son también menores reduciéndose a $19,5 \text{ kg/cm}^2$ y $8,0 \text{ kg/mm}^2$ que preferimos dejar bajas ya que no hemos tenido en cuenta el esfuerzo de continuidad de la solera.-

Estabilidad del muro con depósito vacío.- Evidentemente al vaciar el depósito pueden las tierras del exterior producir empujes sobre la pared que la hagan trabajar en sentido inverso al estudiado.- Para el estudio de este caso contaremos con un terraplén de $4,00 \text{ m.}$ de altura sobre el asiento de la zapata o sea de $3,00 \text{ m.}$ de altura sobre la pared, con una densidad de 1.800 kg/m^3 y un talud natural de 45° , y no tendremos en cuenta ni el murete que ha de coronar después este muro ni el peso de la cubierta que por ahora no se han de construir.-

En estas condiciones el empuje de las tierras es:

$$\frac{1}{2} \times 0,174 \times 1.700 \times 3,00^2 = 1.330 \text{ kg y } 1.330 \times \frac{3,00}{3} = 1.330 \text{ mkg.}$$

el momento volcador máximo; y por su parte el momento estabilizante vale:

$$1,60 \times 2.200 \times 0,40 = 1.400 \text{ m/kg.}$$

Como este valor no es suficiente para garantizar la seguridad de la obra se proyecta una armadura de 3 cm. p.m.l. en la cara exterior de la pared con lo cual el momento resistente en este sentido es sensiblemente el sexto del calculado en sentido contrario para resistir el empuje del agua es decir, de unos 2.000 m. m/kg y por tanto el coeficiente de seguridad es de :

$$\frac{2.000 - 1.400}{1.330} = 2,6.$$

Repitiendo el cálculo en la misma forma que para el muro de contorno, tenemos:

Estabilidad al vuelco.- El momento volcador es:

$$\frac{1.000 \times 6,00^2}{2} \times 1,65 = 20.500 \text{ m/kg.}$$

El momento resistente vale:

Solera	: 2,50 × 2.200 = 5.500 kg	: 5.500 × 2,50 = 13.700 m/kg.
Muro	: 1,60 × 2.200 = 3.500 "	: 3.500 × 2,50 = 8.800 "
	4,00 × 0,10 × 1.000 = 400 "	: 400 × 2,72 = 1.100 "
Agua	4,00 × 2,40 × 1.000 = 9.600 "	: 9.600 × 4,00 = 38.400 "
	1,00 × 1,20 × 1.000 = <u>1.200</u> "	: 1.200 × 4,40 = <u>5.300</u> "
	20.200 kg.	67.300 m/kg.

Coeficiente de seguridad : 3,3

Estabilidad de deslizamiento.- En realidad no da lugar a considerarla por estar el muro empotrado entre las soleras del depósito, y únicamente indicaremos que la inclinación de la resultante con la vertical es:

$$\text{tg} = \frac{12.500}{20.200} = 0,62$$

EDUARDO TORROJA

INGENIERO DE CAMINOS CANALES Y PUERTOS

MADRID

ANEJO N° 3

CALCULO DE LA DISTRIBUCION

Reacción del terreno.- El punto de paso de la resultante esta a

$$0,25 + \frac{67.300 - 20.500}{20.200} = 2,60 \text{ m.}$$

del extremo de la zapata, es decir, a 0,15 m. del eje de simetría del muro dada la anchura de la base de apoyo podemos suponer sin error sensible que la ley de repartición de las reacciones sobre el suelo es una constante, y el valor de esta es, $\frac{20.200}{55.500} = 0,36 \text{ kg/cm.}$

Resistencia del muro a la flexión.- El momento flector vale lo mismo que en el muro de contorno 9.000 m/kg. y como la armadura es la misma de este con la única diferencia de ser simétrica no se necesita nueva comprobación.-

Lo mismo decimos respecto a la resistencia al esfuerzo cortante.-

Resistencia de la zapata.- La parte de zapata correspondiente al depósito vacío sufre una carga de abajo arriba de 0,36 kg/cm² menos la debida al peso propio que es como término medio 0,09 kg/cm² por consiguiente el momento de flexión resultante es :

$$\frac{3.500 \times 2,40^2}{2} = 10.000 \text{ mkg/m.l.}$$

Como la sección es la misma comprobada en el muro de contorno las cargas unitarias del hormigón y del hierro son respectivamente:

$$M = \frac{10.000 \times 15}{59.200} = 25 \text{ kg/cm.}^2 \quad " \quad A = 15 \frac{10.000 \times 41}{59.200} = 10,4 \text{ kg/mm.}^2$$

La parte de zapata correspondiente a depósito lleno sufre por un lado la reacción del terreno de 0,36 kg/cm² y por el otro la carga de agua y peso propio que viene a dar 0,56 kg/cm² luego la flexión resultante de arriba hacia abajo es:

$$\frac{2.000 \times 2,40^2}{2} = 5.700 \text{ m/kg.}$$

Número y afluentes	Longitud mts.	Caudal propio l/s.	0,56 del caudal propio l/s.	Caudal total l/s.	Caudal de cálculo l/s.	Díametro m/m.	Pérdida de carga unitaria m.p.m.l.	Pérdida de carga total m.	Carga en movimiento m.	Carga estática m.
591	440	1,1440	0,6160	1,1440	0,6160	50	0,0060	2,6400	13,197	25,00
5911	210	0,5460	0,2940	0,5460	0,2940	40	0,0040	0,8400	6,997	17,00
59 + 591 + 5911	105	0,2730	0,1470	1,9630	1,8370	70	0,0090	0,9450	5,837	15,00
591'	90	0,2340	0,1260	0,2340	0,1260	40	0,0008	0,0720	4,705	13,00
58 + 59 + 591'	35	0,0910	0,0490	2,2880	2,2460	90	0,0035	0,1225	4,777	13,00
581	300	0,7800	0,4200	0,7800	0,4200	40	0,0100	3,0000	6,900	17,00
582	170	0,4420	0,2380	0,4420	0,2380	40	0,0020	0,3400	4,560	13,00
57 + 58 + 581 + 582	30	0,0780	0,0420	3,5880	3,5520	90	0,0090	0,2700	4,900	13,00
571	220	0,5720	0,3080	0,5720	0,3080	40	0,0050	1,1000	6,170	15,00
56 + 57 + 571	40	0,1040	0,0560	4,2640	4,2160	90	0,0130	0,5200	5,270	13,00
561	230	0,5680	0,3380	0,5680	0,3380	40	0,0060	1,3800	5,410	14,00
562	190	0,4940	0,2660	0,4940	0,2660	40	0,0020	0,3800	5,410	13,00
55 + 56 + 561 + 562	80	0,2080	0,1120	5,5340	5,4380	125	0,0038	0,3050	5,790	13,00
554	270	0,7020	0,3780	0,7020	0,3780	40	0,0070	1,8900	9,485	19,00
555	220	0,5720	0,3080	0,5720	0,3080	40	0,0050	1,1000	10,275	19,00
552 + 554 + 555	40	0,1040	0,0560	1,3780	1,3300	70	0,0045	0,1800	6,375	14,00
553	30	0,0780	0,0420	0,0780	0,0420	40	0,0002	0,0060	7,549	15,00
551 + $\frac{552 + 553}{2}$	180	0,4680	0,2520	1,1960	0,9800	70	0,0030	0,5400	6,555	14,00
557	60	0,1560	0,0840	0,1560	0,0840	40	0,0003	0,0180	9,097	17,00
558	110	0,2860	0,1540	0,2860	0,1540	40	0,0010	0,1100	9,005	17,00
556 + 557 + 558	140	0,3640	0,1960	0,8060	0,6380	50	0,0070	0,9800	9,115	17,00
54 + 55 + 551 + 556	40	0,1040	0,0560	7,6440	7,5960	125	0,0075	0,3000	7,095	17,00
541 + $\frac{552 + 553}{2}$	210	0,5460	0,2940	1,2740	1,0220	70	0,0030	0,6300	5,665	13,00
542	110	0,2860	0,1540	0,2860	0,1540	40	0,0010	0,1100	9,285	16,00
53 + 54 + 541 + 542	60	0,1560	0,0840	10,3600	10,2880	125	0,0140	0,8450	6,395	13,00
535	50	0,1300	0,0700	0,1300	0,0700	40	0,0002	0,0100	7,825	15,00
534	140	0,3640	0,1960	0,3640	0,1960	40	0,0020	0,2800	5,555	13,00
533 + 534 + 535	100	0,2600	0,1400	0,7540	0,6340	50	0,0070	0,7000	6,835	14,00
532	20	0,0520	0,0280	0,0520	0,0280	40	0,0000	0,0000	6,530	13,00

$5.000 \frac{m^3}{D} = 0,09258 \frac{l}{s} \text{ p.m.l.}$
 $5.000 \frac{m^3}{D} = 57,87 \frac{l}{s}$
 $5.000 \frac{m^3}{D} = 0,09258 \frac{l}{s} \text{ p.m.l.}$

EDUARDO TORROJA

INGENIERO DE CAMINOS CANALES Y PUERTOS

MADRID

Número y afluentes	Longitud mts.	Caudal del caudal propio.		Caudal de cálculo.	
		l/s.	0,56 l/s.	l/s.	l/s.
531 + 532 + 533	200	0,5200	0,2800	1,3260	1,0860
52 + 53 + 531	60	0,1560	0,0840	11,8420	11,7700
524	120	0,3120	0,1680	0,3120	0,1680
525	20	0,0520	0,0280	0,0520	0,0280
523 + 524 + 525	25	0,0650	0,0350	0,4290	0,3990
522	60	0,1560	0,0840	0,1560	0,0840
521 + 522 + 523	290	0,7540	0,4060	1,3350	0,9910
51 + 52 + 521	90	0,2340	0,1260	13,4110	13,3030
518	330	0,8580	0,4620	0,8580	0,4620
517	100	0,2600	0,1400	0,2600	0,1400
516 + 517 + 518	70	0,1820	0,0980	1,3000	1,2160
515 + 516	40	0,1040	0,0560	1,4040	1,3560
514	140	0,3640	0,1960	0,3640	0,1960
513 + 514 + 515	70	0,1820	0,0980	1,9500	1,8660
512	70	0,1820	0,0980	0,1820	0,0980
511 + 512 + 513	160	0,4160	0,2240	2,5480	2,3560
65	210	0,5460	0,2940	0,5460	0,2940
651	130	0,3380	0,1820	0,3380	0,1820
64 + 65 + 651	100	0,2600	0,1400	1,1440	1,0240
641	70	0,1820	0,0980	0,1820	0,0980
642	100	0,2600	0,1400	0,2600	0,1400
63 + 64 + 641 + 642	70	0,1820	0,0980	1,7680	1,6840
631	260	0,6760	0,3640	0,6760	0,3640
62 + 63 + 631	90	0,2340	0,1260	2,6780	2,5700
621	330	0,8580	0,4620	0,8580	0,4620
61 + 62 + 621	160	0,4160	0,2240	3,9520	3,7600
38 + 51 + 61 + 511	70	0,1820	0,0980	19,0930	19,0090
384	400	1,0400	0,5600	1,0400	0,5600
383 + 384	80	0,2080	0,1165	1,2480	1,1565

5.000 m³/D = 5.000.000 l/D = 57,87 l/s = 0,00258 l/s p.m.l.

EDUARDO TORROJA

INGENIERO DE CAMINOS CANALES Y PUERTOS

MADRID

Diámetro m/m.	Pérdida de carga unitaria m.p.m.l.	Pérdida de carga total. m.	Carga en movimiento m.	Carga estática. m.
150	0,0070	0,4200	5,235	11,00
40	0,0015	0,1800	2,275	8,00
40	0,0000	0,0000	7,456	13,00
40	0,0080	0,2000	6,450	12,00
40	0,0003	0,0180	5,637	11,00
70	0,0025	0,7250	6,655	12,00
150	0,0090	0,8100	5,380	10,00
40	0,110	3,6300	14,845	26,00
40	0,0010	0,1000	5,843	13,00
70	0,0040	0,2800	7,945	15,00
70	0,0050	0,2000	10,115	17,00
40	0,0020	0,2800	6,005	13,00
70	0,0090	0,6300	11,315	18,00
40	0,0003	0,0210	9,894	16,00
70	0,0140	2,2400	11,915	18,00
50	0,0014	0,1680	5,8850	11,00
40	0,0018	0,2340	2,119	7,00
70	0,0030	0,3000	2,353	7,00
40	0,0003	0,0210	4,632	9,00
40	0,0001	0,1000	2,553	7,00
90	0,0020	0,1400	3,653	8,00
40	0,0070	1,8200	3,033	9,00
125	0,0008	0,0720	6,853	11,00
40	0,0011	0,3630	3,087	11,00
125	0,0020	0,3200	6,765	11,00
200	0,0046	0,3150	8,187	12,00
50	0,0050	2,0000	20,694	28,00
70	0,0035	0,2800	11,694	17,00

Número y afluentes.	Longitud. mts.	Caudal propio. l/s.	0,56 del caudal propio. l/s.	Caudal total. l/s.	Caudal de cálculo. l/s.	Diámetro m/m	Pérdida de carga unitaria m.p.m.l.	Pérdida de carga total m.	Carga en movimiento m.	Carga estática. m.
382	60	0,1560	0,0840	0,1560	0,0840					
381 + 382 + 383	170	0,4420	0,2380	1,8460	1,8240	40	0,0003	0,0180	12,962	18,00
385	300	0,7800	0,4200	0,7800	0,4200	70	0,0090	1,5200	13,980	19,00
37 + 38 + 381 + 385	60	0,1560	0,0840	21,8750	21,8030	40	0,0100	3,0000	4,500	11,00
377	100	0,2600	0,1400	0,2600	0,1400	200	0,0055	0,3300	13,500	17,00
376	75	0,1950	0,1050	0,1950	0,1050	40	0,0015	0,1500	11,722	17,00
375 + 376 + 377	30	0,0780	0,0420	0,5230	0,4970	40	0,0008	0,0600	11,872	17,00
374	80	0,2080	0,1120	0,2080	0,1120	40	0,0130	0,3900	13,402	23,00
373 + 374 + 375	70	0,1820	0,0980	0,9230	0,8390	40	0,0008	0,0640	15,198	19,00
372	70	0,1820	0,0980	0,1820	0,0980	50	0,0120	0,8400	18,162	23,00
371 + 372 + 373	160	0,4160	0,2240	1,5210	1,3290	40	0,0003	0,0210	15,081	19,00
378	190	0,4940	0,2660	0,4940	0,2660	70	0,0045	0,7200	18,102	22,00
36 + 37 + 371 + 378	45	0,1170	0,0630	24,0070	23,9530	40	0,0025	0,4750	13,347	17,00
361	195	0,4080	0,2730	0,4080	0,2730	200	0,0065	0,2925	15,822	19,00
363	70	0,1820	0,0980	0,1820	0,0980	40	0,0030	0,5850	18,529	22,00
364	90	0,2340	0,1260	0,2340	0,1260	40	0,0003	0,0010	12,203	17,00
362 + 363 + 364	210	0,5460	0,2940	0,9620	0,7100	40	0,0008	0,0720	8,152	13,00
35 + 36 + 361 + 362	40	0,1040	0,0560	25,4810	25,4330	50	0,0090	1,8900	12,224	17,00
351	320	0,8320	0,4480	0,8320	0,4480	200	0,0075	0,3000	19,114	21,00
34 + 35 + 351	35	0,0910	0,0490	26,4040	26,3620	40	0,0110	3,5200	6,794	13,00
341	310	0,8060	0,4340	0,8060	0,4340	200	0,0080	0,2800	20,314	23,00
344	40	0,1040	0,0560	0,1040	0,0560	40	0,0100	3,1000	19,495	25,00
343	30	0,0780	0,0420	0,0780	0,0420	40	0,0002	0,0080	6,906	11,00
342 + 343 + 344	300	0,7800	0,4200	0,9620	0,6020	40	0,0001	0,0030	2,911	7,00
33 + 34 + 341 + 342	40	0,1040	0,0560	28,2720	28,2280	50	0,0056	1,6800	4,914	9,00
331	230	0,7980	0,3220	0,7980	0,3220	200	0,0090	0,3600	16,594	19,00
332	280	0,7280	0,3920	0,7280	0,3920	40	0,0052	1,1960	22,658	25,00
32 + 33 + 331 + 332	30	0,0780	0,0420	29,8760	29,8400	40	0,0070	1,9600	7,314	11,00
322	300	0,7800	0,4200	0,7800	0,4200	250	0,0033	0,0990	14,921	17,00
323	220	0,5720	0,3080	0,5720	0,3080	50	0,0030	0,9000	6,618	9,00
						50	0,0015	0,3300	13,166	15,00

5.000 m³/a = 5.000.000 l/D = 57,87 l/s = 0,00258 l/s p.m.l.

Número y afluentes	Longitud mts.	Caudal propio l/s.	0,56 del caudal propio l/s.	Caudal total l/s.	Caudal de cálculo l/s.	Diámetro m/m.	Pérdida de carga unitaria m.p.m.l.	Pérdida de carga total m.	Carga en movimiento m.	Carga estática. m.
321 + 322 + 323	60	0,1560	0,0840	1,5080	1,4360	70	0,0050	0,3000	20,761	23,00
491	150	0,3900	0,2100	0,3900	0,2100	40	0,0021	0,3150	25,551	31,00
492	50	0,1300	0,0700	0,1300	0,0700	40	0,0003	0,0150	24,851	30,00
49 + 491 + 492	250	0,6500	0,3500	1,1700	0,8700	70	0,0020	0,5000	25,866	29,00
491'	150	0,3900	0,2100	0,3900	0,2100	40	0,0021	0,3150	24,051	29,00
48 + 49 + 491'	30	0,0780	0,0420	1,6380	1,6020	70	0,0070	0,2100	22,366	27,00
481	30	0,0780	0,0420	0,0780	0,0420	40	0,0001	0,0030	21,579	26,00
47 + 48 + 481	50	0,1300	0,0700	1,8460	1,7860	70	0,0090	0,4500	23,486	27,00
471	50	0,1300	0,0700	0,1300	0,0700	40	0,0003	0,0150	22,011	25,00
46 + 47 + 471	75	0,1950	0,1050	2,1710	2,0810	90	0,0030	0,2250	22,026	26,00
467	300	0,7800	0,4200	0,7800	0,4200	40	0,0100	3,0000	5,161	13,00
468	200	0,5200	0,2800	0,5200	0,2800	40	0,0030	0,6000	11,561	17,00
465 + 467 + 468	320	0,8320	0,4480	2,1320	1,7480	90	0,0020	0,6400	15,161	19,00
466	410	1,0660	0,5740	1,0660	0,5740	40	0,0040	1,6400	13,161	19,00
464 + 465 + 466	240	0,6240	0,3360	3,8220	3,5340	125	0,0015	0,3600	25,801	30,00
463	70	0,1820	0,0980	0,1820	0,0980	40	0,0003	0,0210	20,440	25,00
461 + 463 + 464	45	0,1170	0,0630	4,1210	4,0670	125	0,0020	0,0900	19,161	23,00
462	70	0,1820	0,0980	0,1820	0,0980	40	0,0003	0,0210	15,230	19,00
45 + 46 + 461 + 462	65	0,1690	0,0970	6,6430	6,5710	125	0,0050	0,3260	17,251	21,00
452	380	0,9880	0,5320	0,9880	0,5320	40	0,0150	5,2000	19,857	29,00
453	175	0,4550	0,2450	0,4550	0,2450	40	0,0030	0,5250	14,532	19,00
451 + 452 + 453	150	0,3900	0,2100	1,8330	1,6530	70	0,0070	1,0500	22,057	26,00
44 + 45 + 451	15	0,0390	0,0210	8,5150	8,4970	125	0,0090	0,1330	16,577	20,00
446	200	0,5200	0,2800	0,5200	0,2800	40	0,0030	0,6000	18,230	23,00
445	80	0,2080	0,1120	0,2080	0,1120	40	0,0006	0,0480	17,752	21,00
444 + 445 + 446	70	0,1820	0,0980	0,9100	0,8260	50	0,0120	0,9100	14,800	19,00
443	120	0,3120	0,1780	0,3120	0,1780	40	0,0015	0,1800	16,770	22,00
442	35	0,0910	0,0490	0,0910	0,0490	40	0,0002	0,0070	20,843	26,00
441 + 442 + 443	110	0,2860	0,1540	0,6890	0,5570	40	0,0160	1,7600	18,950	23,00

$5.000 \frac{m^3}{D} = 5.000.000 \frac{l}{D} = 57,87 \frac{l}{s} = 0,00258 \frac{l}{s} \text{ p.m.l.}$

Número y afluentes	Longitud mts.	Caudal propio l/s.	0,56 del caudal propio l/s.	Caudal total l/s.	Caudal de cálculo l/s.	Diámetro m/m.	Pérdida de carga unitaria m.p.m.l.	Pérdida de carga total m.	Carga en movimiento m.	Carga estática. m.
43 + 44 + 441 + 444	80	0,2080	0,1120	10,3220	10,2260	125	0,0140	1,1200	15,610	19,00
431	130	0,3380	0,1820	0,3380	0,1820	40	0,0018	0,2340	14,596	17,00
42 + 43 + 431	70	0,1820	0,0980	10,8420	10,7580	150	0,0060	0,4200	13,8360	16,00
421	175	0,4550	0,2450	0,4550	0,2450	40	0,0020	0,3500	21,429	23,00
41 + 42 + 421	70	0,1820	0,0980	11,4790	11,3950	150	0,0065	0,4550	14,250	16,00
411	180	0,4680	0,2520	0,4680	0,2520	40	0,0023	0,4140	20,291	22,00
41' + 41 + 411	40	0,1040	0,0560	12,0510	12,0030	150	0,0070	0,2800	11,705	13,00
22 + 41' + 32	160	"	"	41,9270	41,9270	300	0,0025	0,4000	12,985	14,00
X. Tubería suplementaria para llevar el caudal propio de los n° 21 y 22.										
228	110	0,9620	0,5180	0,9620	0,5180	40	0,0140	5,1800	8,820	14,00
227	210	0,2860	0,1540	0,2860	0,1540	40	0,0015	0,1650	14,785	17,00
226 + 227 + 228	60	0,5460	0,2940	0,5460	0,2940	40	0,0050	1,0500	19,660	23,00
225	230	0,1560	0,0840	0,9880	0,9160	50	0,0140	0,8400	10,710	13,00
224 + 225 + 226	50	0,7980	0,3220	0,7980	0,3220	40	0,0070	1,6100	16,970	20,00
223	230	0,1300	0,0700	1,9160	1,8560	70	0,0090	0,4500	9,580	11,00
222 + 223 + 224	50	0,7980	0,3220	0,7980	0,3220	40	0,0070	1,6100	15,520	18,00
221	200	0,1300	0,0700	2,8440	2,7840	90	0,0050	0,2500	10,030	11,00
221 ₁ + 221 + 222	30	0,5200	0,2800	0,5200	0,2800	40	0,0030	0,6000	13,680	15,00
221 ₂	160	0,0780	0,0420	3,4520	3,4060	125	0,0015	0,0450	13,280	14,00
221 ₃ + 221 ₂ + 221 ₁	30	0,4160	0,2240	0,4160	0,2240	40	0,0020	0,3200	15,005	16,00
21 + 22 + 221 ₃	205	0,0780	0,0420	3,9460	3,9100	125	0,0020	0,0600	10,325	11,00
2194	160	"	"	45,8730	45,8730	300	0,0030	0,6150	10,385	11,00
2193	140	0,4160	0,2240	0,4160	0,2240	40	0,0020	0,3200	8,965	13,00
2191 + 2193 + 2194	30	0,3640	0,1960	0,3640	0,1960	40	0,0020	0,2800	15,005	19,00
2192	140	0,0780	0,0420	0,8580	0,8220	50	0,0120	0,3600	9,285	13,00
218 + 2191 + 2192	50	0,3640	0,1960	0,3640	0,1960	40	0,0020	0,2800	7,365	11,00
219	140	0,1300	0,0100	1,3520	1,2920	70	0,0045	0,2250	7,645	11,00
		0,3640	0,1960	0,3640	0,1960	40	0,0020	0,2800	3,590	7,00

5.000 m³/D = 5.000.000 l/D = 57,87 l/s = 0,00258 l/s p.m.l.

Número y afluentes	Longitud mts.	Caudal propio l/s.	0,56 del caudal propio l/s.	Caudal total l/s.	Caudal de cálculo l/s.	Diámetro m/m.	Pérdida de carga unitaria m.p.m.l.	Pérdida de carga total m.	Carga en movimiento m.	Carga estática m.
216	90	0,1940	0,1260	0,1940	0,1260	40	0,0008	0,0720	8,798	12,00
215 + 216 + 218 + 219	60	0,1560	0,0840	2,0660	1,9940	70	0,0100	0,6000	3,870	7,00
217	120	0,3160	0,1780	0,3160	0,1780	40	0,0015	0,1800	3,290	6,00
214	130	0,3380	0,1820	0,3380	0,1820	40	0,0018	0,2340	9,236	11,00
212 + 214 + 215 + 217	90	0,1940	0,1260	2,9140	2,8460	70	0,0210	1,9100	3,470	6,00
213	170	0,4420	0,2380	0,4420	0,2380	40	0,0020	0,3400	10,040	11,00
211 + 213 + 212	20	0,0520	0,0280	3,4080	3,3840	70	0,0310	0,6200	4,380	5,00
781	190	0,4940	0,2660	0,4940	0,2660	40	0,0020	0,3800	7,136	9,00
78	220	0,5720	0,3080	0,5720	0,3080	40	0,0050	1,1000	10,416	13,00
77 + 78 + 781	60	0,1560	0,0840	1,2220	1,1500	70	0,0035	0,2100	5,516	7,00
775	70	0,1820	0,0980	0,1820	0,0980	40	0,0003	0,0210	2,880	5,00
774	110	0,2860	0,1540	0,2860	0,1540	40	0,0015	0,1650	6,736	9,00
773 + 774 + 775	30	0,0780	0,0420	0,5460	0,5100	40	0,0135	0,4050	2,901	5,00
772	180	0,2080	0,1120	0,2080	0,1120	40	0,0008	0,0640	6,242	8,00
771 + 772 + 773	60	0,1560	0,0840	0,7780	0,6060	50	0,0070	0,4200	3,306	5,00
76 + 77 + 771	60	0,1560	0,0840	2,0840	2,0120	90	0,0030	0,1800	3,726	5,00
761	130	0,3380	0,1820	0,3380	0,1820	40	0,0018	0,2340	1,672	3,00
75 + 76 + 761	80	0,2080	0,1120	2,6300	2,5340	90	0,0046	0,3700	1,906	3,00
751	90	0,1940	0,1260	0,1940	0,1260	40	0,0008	0,0720	4,204	5,00
752	120	0,3120	0,1780	0,3120	0,1780	40	0,0015	0,1800	2,096	3,00
74+75+751+752	55	0,1430	0,0770	3,2890	3,2230	125	0,0015	0,0820	2,276	3,00
744	80	0,2080	0,1120	0,2080	0,1120	40	0,0008	0,0640	4,889	7,00
745	140	0,3640	0,1960	0,3640	0,1960	40	0,0020	0,2800	4,673	7,00
742 + 745 + 744	70	0,1820	0,0980	0,7540	0,6700	50	0,0075	0,5230	2,953	5,00
743	120	0,3120	0,1780	0,3120	0,1780	40	0,0015	0,1800	5,298	7,00
741 + 743 + 742	40	0,1040	0,0560	1,1700	1,1220	50	0,0220	0,8800	3,478	5,00
746	140	0,3640	0,1960	0,3640	0,1960	40	0,0020	0,2800	2,078	3,00
73+74+741+746	40	0,1040	0,0560	4,8610	4,8130	125	0,0030	0,1200	3,358	4,00
731	170	0,4420	0,2380	0,4420	0,2380	40	0,0020	0,3400	2,138	3,00

5.000 m³/D = 5.000.000 l/D = 57,87 l/s = 0,00258 l/s p.m.l.

EDUARDO TORROJA

INGENIERO DE CAMINOS CANALES Y PUERTOS

MADRID

Número y afluentes	Longitud mts.	Caudal propio l/s.	0,56 del cau- dal propio l/s.	Caudal total. l/s.	Caudal de cálculo l/s.
72 + 73 + 731	60	0,1560	0,0840	5,2070	5,2350
721	180	0,4680	0,2520	0,4680	0,2520
71 + 72 + 721	80	0,2080	0,1120	5,8830	5,7870
	<u>22.590</u>				

EDUARDO TORROJA

INGENIERO DE CAMINOS CANALES Y PUERTOS

MADRID

Diámetro m/m.	Pérdida de carga unitaria m. p.m. l.	Pérdida de carga total m.	Carga en movimiento m.	Carga estática m.
125	0,0035	0,2100	3,478	4,00
40	0,0023	0,4140	4,586	5,00
125	0,0040	0,3200	3,680	4,00