

SANEAMIENTO DE LA CIUDAD DE TALCA

POR

GUILLERMO ILLANES B.

BASES DE CÁLCULO

Para determinar las dimensiones de las obras de una red de alcantarillado del sistema «Todo al alcantarillado» se debe tomar en cuenta que debe escurrir las aguas servidas i las aguas provenientes de lluvias; las primeras constituyen el gasto ordinario de la red; i cuando se escurren con las segundas, lo que se verifica en ciertas épocas del año, tiene lugar el gasto extraordinario.

Gasto ordinario.— Este gasto depende de los factores siguientes:

- a) Densidad de la poblacion.
- b) Dotacion de agua del servicio público i privado.
- c) Estension de la cuenca hidrográfica.
- d) Costumbres i hábitos hijiénicos.

La poblacion actual de la ciudad de Talca, se estima en 40 000 habitantes; pero como las obras de alcantarillado se construyen para un período que no es inferior a 60 años, hemos considerado una poblacion de 80 000 habitantes.

El área de la ciudad es de 457,69 hectáreas.

Así que la densidad de la poblacion por hectárea seria de 175 habitantes.

Como la poblacion no está distribuida de una manera uniforme en toda la ciudad, he considerado en la zona central, que es la mas poblada, una densidad de 200 habitantes por hectárea, i en las demas 160 habitantes por hectárea.

Considerando que el servicio de agua potable se mejore en condiciones de dotar para el uso privado de 100 litros por habitante i por dia, que la red especial de servicio público proporcione 150 litros por habitante; i que el consumo se haga en 12 horas, tendremos en la zona central por segundo i por hectárea, un gasto de:

$$\frac{250 \times 200}{12 \times 60 \times 60} = 1,15 \text{ litros}$$

Esto es considerando un gasto uniforme de 12 horas, pero como este caso no se verifica, pues el gasto a ciertas horas es muy intenso debido a circunstancias variables, i a fin de tomar tambien en cuenta las lluvias pequeñas, es conveniente considerar una altura de 2 mm o sea por hectárea i por segundo:

$$\frac{0.002 \times 10000}{12 \times 60 \times 60} = 0.46 \text{ litros}$$

lo que da un total de 1,61 litros por segundo i por hectárea.

Admitiendo pérdidas de 1/7; nos queda en definitiva para el barrio central 1,38 litros o sea 1,40 litros por segundo i por hectárea.

De la misma manera tendremos para el resto de la población un gasto de 1,20 litros por segundo i por hectárea.

Gasto extraordinario.—En la ciudad de Talca llueve con mucha irregularidad. Ateniéndose a las observaciones hechas desde el año 1869 hasta el año 1892 el promedio anual es de 0,590 m, con variaciones de 0,666 m en el año 1871 i de 0,195 en 1892, habiéndose observado, en el año 1891, una altura total de aguas de lluvia de 1,248 m.

Para el cálculo de obras de alcantarillado no se debe tener en cuenta las alturas medias de las aguas lluvias sino las máximas. Pero sobre estas últimas no se ha consignado dato alguno respecto a la ciudad de Talca, por lo que me he visto en la obligación de relacionar las observaciones de Talca con las ciudades de Santiago i Concepcion, donde se han observado las lluvias máximas. En la ciudad de Santiago, basándose en la gran lluvia del 17 de Julio de 1877, se toma jeneralmente como altura de lluvia máxima m. 0,010 en una hora, i en Concepcion se toma por base la lluvia extraordinaria de 18 de Agosto de 1900, que alcanzó a m. 0,15 en una hora.

En la ciudad de Talca las lluvias son mas abundantes que en Santiago i ménos que en Concepcion, pero con esta consideracion sola, seria muy aventurado deducir la altura de lluvia máxima en la primera de esas ciudades. En atencion a esto, tomaremos tambien en cuenta la regla usada cuando se presenta una localidad en que no hai datos sobre las alturas de lluvias máximas: tomar como máximo por hora diez veces la altura media diaria. Segun esta regla ese máximo seria de 0,016 m.

Como este resultado difiere muy poco de la altura máxima observada en Concepcion, consideramos que tomar la altura máxima observada en esta ciudad para la de Talca, es colocarse en condiciones convenientes para estar a cubierto de percances.

Del agua caida, una parte es absorbida por el suelo, otra se evapora i la tercera se escurre a la canalizacion en un tiempo mayor que el que ha demorado en caer.

La relacion entre esas porciones es muy variable, depende de las consideraciones atmosféricas i del suelo: en lluvia de mucha duracion aumenta el agua que escurre i disminuye la cantidad que se evapora e infiltra; en terrenos con edificios i pavimentos, el agua se escurre en su mayor parte; en jardines i parques la mayor parte se infiltra, mientras mayor sea el área del terreno i menor su pendiente, mas tiempo demora el agua en escurrirse hasta llegar a la canalizacion.

Sea S el área que sirve un colector o cañería i P la cantidad de agua de lluvias en litros por segundo i por hectárea, la cantidad de agua que escurre a la canalizacion es

$$Q = P. S. \psi \rho$$

Siendo ψ un coeficiente que toma en cuenta las pérdidas, por evaporacion i absorcion, i ρ el coeficiente de retardo en el escurrimiento.

Los valores del coeficiente ψ los hemos obtenido basándonos en las aplicaciones hechas en la canalizacion de Wiesbaden i en la de Milan, i los de ρ los hemos deducido de las experiencias de Burkli i Baumeister.

El producto $\psi \rho$, que designaremos por λ , está indicado para cada caso en los cuadros que espresan los datos para determinar las dimensiones de los diferentes elementos de la canalizacion.

Fórmula jeneral. — Para el cálculo de las diferentes partes de la red del alcantarillado, hemos hecho uso de la nueva fórmula de M. Bazin, publicada en los Anales de Puentes i Calzadas, 4.º trimestre de 1897.

$$U = \frac{87 \sqrt{R I}}{1 + \frac{y}{R}}$$

en la cual:

U es la velocidad media.

R radio de la seccion.

I pendiente.

y un coeficiente que varía segun la naturaleza de las paredes interiores de la seccion

Para el caso de las paredes de greda vidriada o de cemento alisado

$$y = 0.66$$

Damos a continuacion una parte de la tabla, aquella que nos ha bastado para determinar las dimensiones de la red del alcantarillado.

NOTA.—Las últimas experiencias hechas en Alemania, de las cuales he tenido conocimiento con posterioridad a la confeccion del proyecto, han manifestado la conveniencia de considerar en los cálculos de los elementos de una red de alcantarillado, las asperidades que orijinan los pequeños depósitos pastosos que se forman en las paredes, despues de algun tiempo de servicio de la red. Con este objeto se recomienda tomar el valor de 0.21 para y . Esta modificacion en nuestras bases de cálculo, reducen las velocidades obtenidas en los colectores i emisario, elementos de la red que para el presente caso debe tomarse en cuenta, en vista de las condiciones de lavado de las cañerías. Esas velocidades se reducen a cantidades mayores de 0.80 m por segundo, que son siempre aceptables para las buenas condiciones de escurrimiento.

Radios medios R	$\frac{U}{\sqrt{R I}}$	Radios medios R	$\frac{U}{\sqrt{R I}}$	Radios medios R	$\frac{U}{\sqrt{R I}}$
0.05	68.5	0.25	77.6	0.44	79.7
.6	69.8	26	77.8	45	79.8
7	70.9	27	78.0	46	79.9
8	71.8	28	78.1	47	80.0
9	72.5	29	78.3	48	80.0
0 10	73.1	30	78.4	49	80.1
11	73.6	31	78.5	50	80.2
12	74.1	32	78.6		
13	74.6	33	78.8		
14					
0 15	75.3	0.35	79.0		
16	75.6	36	79.1		
17	75.9	37	79.1		
18	76.2	38	79.2		
19	76.5	39	79.3		
20	76.7	40	79.4		
21	76.9	41	79.5		
22	77.1	42	79.6		
23	77.3	43	79.7		
24	77.5				

COLECTOR 2 SUR

Calles	Cotas del terreno	Distancias		Cotas del proyecto	Trozos	Longitud	Pendiente	Area servida		Gasto por escurrir		Coeficiente λ	Gasto extraordinario reducido		Gastos por afluentes		Total Jeneral		
		Parciales	Acumulados					Parcial	Total	Ordinario	Extraordinario		Parcial	Acumulado con ordinario	Ordinario	Total	Ordinario	Total	
																			hectáreas
11 O	105.92			102.92	I	435.90	0.0092												
10 O	105.00	153.50	153.50	101.51				29.3	29.3	0.035	1.231	0.40	0.492	0.527	0.045	0.659	0.080	1.186	
9 O	103.91	182.55	336.05	99.83															
8 O	102.84	99.85	435.90	89.90	II	422.75	0.0077												
7 O	102.09	64.00	499.90	93.41				2.66	51.96	0.062	2.182	0.40	0.381	0.935			0.107	1.594	
6 O	100.87	103.90	603.80	97.61															
5 O	98.91	126.05	729.85	96.64	III	381.30	0.0048												
4 O	97.99	128.80	858.65	95.65				24.58	76.54	0.092	3.215	0.40	0.413	1.378			0.137	2.037	
3 O	97.91	131.60	990.25	95.00															
2 O	97.67	125.35	1115.60	94.40	IV	373.25	0.0056												
1 O	92.21	124.35	1239.95	93.80				21.23	97.77	0.117	4.106	0.45	0.401	1.804			0.162	2.463	
1 O	96.25	124.25	1364.20	93.11															
2 P	94.82	124.80	1489.00	92.41	V	309.75	0.0058												
2 P1S	94.57	124.20	1613.20	91.71				3.2	100.97	0.120	4.241	0.60	0.081	1.888			0.165	2.547	
2 P1N	94.48	125.70	1738.90	90.97															
2 P2N	93.69	126.65	1865.55	90.23															
		147.40	2012.95	89.358															

RESULTADOS DE LOS CÁLCULOS DEL COLECTOR 2 SUR

TROZOS	PENDIENTE	GASTOS		ALTURA DEL OVOIDE	VELOCIDAD	
		Ordinario	Estraordi- nario		En la cuneta	Estraordi- nario
I.....	0.0092	m ³ 0.080	m ³ 1.186	1.20	m × seg. 2.00	m × seg. 3.47
II.....	0.0077	0.107	1.594	1.20	1.89	3.42
III.....	0.0048	0.137	2.037	1.40	1.62	3.08
IV.....	0.0056	0.162	2.463	1.60	1.86	3.30
V.....	0.0058	0.165	2.547	1.60	1.90	3.38

Calles	Cotas del terreno	DISTANCIAS		Cotas del proyecto	Trozos	Lonjitud	Pendiente	AREA SERVIDA		GASTO POR ESCURRIMIENTO	
		Parciales	Acumuladas					Parcial	Total	Ordinario	Estraordinario
	m	m	m	f. c.		m		hect.	hect.	m ³	m ³
11 O	109,94			97,28	11 0						
...	98,6	147,00	147,00	96,52							
...	97,40	215,00	362,00	95,40	I	492	0,0052	37,3	37,3	0,052	1,566
...	97,43	70,00	432,00	95,03							
8 O	98,03	60,00	492,00	94,72	8 0						
7 O	97,29	110,00	602,00	94,15							
6 O	96,58	133,00	740,00	93,43	II	378	0,0052	28,4	65,7	0,092	2,757
5 O	96,14	130,00	870,00	92,76	5 0						
4 O	95,35	120,87	990,87	92,17							
3 O	95,23	124,80	1115,67	91,61	III	367,05	0,0045	27,2	92,9	0,130	3,901
2 O	94,56	121,38	1237,05	91,06	2 0						
1 O	94,25	128,20	1365,25	90,48							
1 P	93,82	125,47	1490,72	89,92	IV	378,15		27,97	120,87	0,169	5,076
2 P	93,69	124,48	1615,20	89,36	2 P						
3 P	94,80	121,75	1736,95	88,81	V	245,70		19,84	140,7	0,197	5,909
4 P	94,51	123,95	1860,90	88,25	4 P						
5 P	95,02	129,45	1990,35	86,797							
6 P	93,03	130,50	2120,85	85,84							
1	92,11	80,00	2200,85	85,07							
2	90,28	80,00	2280,85	84,283	VI	775	0,0035	19,3	160	0,224	6,720
3	88,39	120,00	2400,85	83,37							
4	85,11	40,00	2440,85	83,23							
5	82,35	60,00	2500,85	82,51							
6	81,64	85,00	2585,85	82,20	Estero Piduco.						

2 NORTE

Coeficiente λ	GASTO EXTRAORDINARIO REDUCIDO		GASTO POR AFLUENTE		TOTAL GENERAL		OBSERVACIONES
	Parcial	Acumul. con ordin.	Ordinario	Estraordinario	Ordinario	Total	
0,42	0,658	0,710	Poblacion Oriente 0,046	0,665	0,098	1,375	Recibirá en su extremo inicial, una parte de los desagües de la Poblacion Oriente, obras que no se construirán por ahora.
0,55	0,655	1,405	0,138	2,070	
0,55	0,629	2,072	0,176	2,737	
0,55	0,646	2,757	0,215	3,422	
0,60	0,500	3,285	Colector 2 Sur 0,165	2,547	0,408	6,497	Recibe al colector 2 Sur, por la calle 2 Poniente.
0,42 λ	0,341	3,653	Colector Alameda 0,187	2,276	0,622	9,141	Recibe por la calle 4 Poniente al colector Alameda.

RESULTADOS DE LOS CALCULOS DEL COLECTOR 2 NORTE

TROZOS	PENDIENTE	GASTO		ALTURA DEL OVOIDE	VELOCIDAD	
		Ordinario	Estraordi- nario		Cuneta	Estraordi- nario
I.....	0.0052	m ³ 0.098	m ³ 1.375	1.20	1.68	2.80
II.....	0.0052	0.138	2.070	1.40	1.75	3.06
III.....	0.0045	0.176	2.737	1.80	1.70	2.61
IV.	0.0045	0.215	3.422	2.20	1.81	3.06
V.....	0.0045	0.408	6.497	2.50	2.05	3.50
VI.....	0.0035	0.622	9.141	2.60	2.10	3.46

COLECTOR ALAMEDA

CALLES	COTAS DEL TERRENO	DISTANCIAS		COTAS DEL PROYECTO	TROZOS	LONGITUD	PENDIENTE	AREA SERVIDA		GASTOS POR ESCURRIR		COEFICIENTE	GASTO EXTRAORDINARIO REDUCIDO	GASTO EXTRAORDINARIO ACUMULADO	GASTO POR AFLUENTE		TOTAL JENERAL	
		Parciales	Acumuladas					Parcial	Total	Ordinario	Extraordinario				Ordinario	Extraordinario		
																	mts.	mts.
11 O...	102,94			28,52	I	505,00	0,006	15,16	15,16	0,018	0,637	0,43	0,274	0,274			0,018	0,292
10 O...	100,03	257,40	257,40	97,03														
9 O...	100,46	141,85	399,25	96,18														
8 O...	99,79	105,70	504,95	95,50														
7 O...	97,87	118,60	623,55	95,11														
6 O...	98,43	129,50	753,05	94,87														
5 O...	99,78	127,80	880,85	94,61														
4 O...	100,63	124,35	1 123,00	94,35														
3 O...	100,97	122,80	1 245,80	94,12	(4 0)													
2 O...	100,54	128,25	1 374,05	93,25														
1 O...	99,90	126,25	1 500,30	92,80	III	501,65	0,0035	20,43	55,86	0,067	2,346	0,43	0,369	1,009			0,067	1,076
1 P...	99,31	126,25	1 626,55	92,36														
2 P...	99,02	116,00	1 742,55	91,68	(I P)											Colec-	tor 7 N	
—	98,32	128,00	1 870,55	91,06														
—	95,65	320,00	2 190,55	90,17	IV	370,25	0,0054	4,63	60,59	0,0727	2,545	0,47	0,092	1,101	0,051	0,922	0,183	2,155
Empalme.	94,41			88,25														
				88,25	V	320,00	0,006	3,72	64,31	0,0772	2,701	0,75	0,117	1,218			0,187	2,276

RESULTADO DE LOS CALCULOS DEL COLECTOR ALAMEDA

TROZOS	PENDIENTE	GASTO		ALTURA DEL OVOIDE	VELOCIDAD	
		Ordinario	Estraordi- nario		En la cuneta	Estraordi- nario
I.....	0.006	m ³ 0.018	m ³ 0.292	tubo	m × seg. 1.10	m × seg. 2.22
II.....	0.002	0.0425	0.683	1.20	1.00	1.64
III.....	0.0035	0.067	1.076	1.20	1.30	2.25
IV.....	0.0054	0.183	2.155	1.60	2.02	3.10
V.....	0.006	0.187	2.276	1.60	2.006	3.40

RED DE CAÑERÍA DE AGUA POTABLE PARA EL SERVICIO PÚBLICO

Para el servicio público de la ciudad, incendios, lavado de la red de alcantarillado, riesgos de calles, etc., hemos dicho que es preciso utilizar las aguas del canal que abastece a las acequias de la población i que se surte del estero Piduco. Ese canal tiene un gasto por segundo de 2 000 metros cúbicos.

El agua que se ha de conducir por cañería a la ciudad se clarificará en un estanque provisto de todas las obras accesorias necesarias para su buen servicio: obras de toma, de rebalse, de linpia, etc. Dicho estanque recibirá las aguas del canal de la ciudad, a que nos hemos referido, por medio de un canal que tendrá 50 m de longitud.

La cañería matriz se estiende desde el estanque clarificador, pasa por el extremo sur de la calle 11 Oriente, sigue por esta calle i el camino de Cintura hasta la calle 7 Norte. De esta cañería arrancan las cañerías primarias, las cuales se unen entre sí por cañerías de segundo orden i éstas por cañerías de tercer orden. El conjunto de las cañerías constituye en la ciudad una red de malla. En el plano correspondiente se ve la distribución de las cañerías i piezas especiales en la ciudad.

BASES DE CÁLCULO

Dotacion de agua. — Hemos considerado un aumento de población de la ciudad de manera a contar con 80 000 habitantes, i para el consumo público (lavado de la red de

alcantarillado i de calles, servicio de incendios, etc.) una dotacion de 150 litros por habitante i por dia, lo cual exijiria un gasto de 139 litros por segundo.

Los incendios ocurren en un lugar determinado, i para estinguirlos es preciso disponer en un momento i en una zona dada de toda el agua necesaria para alimentar las bombas durante un tiempo mas o ménos largo, aunque en ese tiempo no se atiende a los demas servicios de detalle. Se debe, pues, considerar esos accidentes para fijar la dotacion de agua de la red de servicio público.

Las bombas que actualmente posee la ciudad de Talca exigen una alimentacion de 91 litros por segundo; pero para tomar en cuenta el aumento probable de bombas, o cualquiera otra eventualidad, en el trascurso del tiempo en que esa ciudad duplique su poblacion contaremos para el servicio público un gasto de 200 litros por segundo.

Como los incendios son accidentales, esta misma dotacion de agua será la que dispondrá la ciudad en sus riegos i lavados de todos los servicios públicos.

Canal surtidor.—Este canal arrancará del canal existente de la ciudad i abastecerá de agua al estanque clarificador. Tendrá una longitud de 50 m, i las paredes revestidas con mampostería estucada.

Es conveniente que el canal surtidor pueda suministrar al estanque de un volúmen de agua igual a una i media vez la dotacion que se haya fijado para la poblacion, a fin de facilitar la llena del estanque despues de cada limpia i contrarrestar los consumos excesivos que se haga en la ciudad eliminando la presion de la cañería. Tenemos pues como gasto que debe escurrir el canal por segundo, 300 litros.

Dando al canal una pendiente de mm 0.0085 por m, con la seccion de 0.70 m de base por 0,30 m de altura se escurrirá ese gasto con una velocidad de 1,49 m por segundo.

Estanque clarificador.—Este estanque será de forma rectangular, de mampostería revestida con una mezcla de cemento para asegurar su impèrmeabilidad i limpieza, i estará dividido en compartimentos que permitan el aseo sucesivo de ellos, sin interrumpir el servicio.

Para determinar las dimensiones del estanque es preciso fijar la velocidad bajo la cual se depositan las materias sólidas que mantiene el agua en suspension.

Esa velocidad es mui pequeña, su límite máximo alcanza a 0.006 o 0.007 m por segundo. Adoptando 0.006 m i siendo 300 litros por segundo la cantidad de agua que se ha de escurrir, tendremos para la seccion del estanque:

$$\frac{0,300}{0,006} = 50 \text{ metros cuadrados}$$

La profundidad es conveniente sea pequeña a fin de que las impurezas de las capas superiores no tengan mucho que atravesar para depositarse en el fondo, por otra parte, la profundidad debe ser suficiente para que la toma de agua se establezca a cierta distancia de la superficie i del fondo a fin de que las impurezas no sean arrastradas. Ade-

mas de estas consideraciones hai que tener en cuenta que en depósitos de agua estancada o de velocidad mui pequeña i de altura reducida, la accion del calor i de luz favorece al desarrollo de la vejetacion. La profundidad se puede fijar en 3.00 m.

Así que el ancho del estanque será de 16.65 m.

El estanque lo dividiremos para el servicio del aseo segun su ancho en dos compartimentos independientes, i cada uno de estos en dos comunicados entre sí, a fin de retardar el escurrimiento.

La lonjitud que debe tener el estanque está relacionada con el tiempo que se necesita para obtener la clarificacion que se desea para el agua.

Segun Lindley con seis horas se depositan los 0,9 de materias que contiene el agua moviéndose con una velocidad de 0,004 m por segundo.

Aunque nueve horas son suficientes para que el agua deposite todas las materias que tiene en suspension consideraremos una permanencia de doce horas a fin de que el estanque no sirva únicamente para clarificar el agua sino tambien de depósito de reserva para el caso que haya necesidad de reparar cualquier accidente en el canal surtidor o canal existente de la ciudad, no falte agua para el consumo público; se tendrá para la lonjitud del estanque:

$$0.004 \times 4320 = 172.80 \text{ metros}$$

Cañería matriz.—Esta cañería parte del estanque clarificador con una cota roja de 116 96 pasa por los extremos sur de las calles 14 i 11 Oriente, sigue por esta calle el camino Cintura hasta la calle 7 Norte. Hasta la calle 2 Sur la cañería deberá conducir 200 litros por segundo; desde esta calle hasta la Alameda 150 litros por segundo, i en el trozo siguiente hasta el término de la cañería 125 litros por segundo.

El primer trozo tiene una lonjitud 3530.40 m, haciendo uso de las tablas de Flamant se encuentra que para asegurar el gasto de 0,200 m³ por segundo con una pérdida de carga de 0,00144 por metro se necesita un diámetro de 0,55 m, i la velocidad de 0,84 m por segundo.

Las alturas piezométricas, en el caso mas desfavorable de que el consumo sea de 200 litros por segundo en las calles 14 Oriente, 11 Oriente, 5 Sur y 2 Sur serán de 3,84 m, 6,08 m, 5,45 m i 5,96 m respectivamente.

Considerando que el consumo sea solo de 100 litros por segundo aquellas alturas piezométricas subirán a 8,17 m, 9,10 m, 8,57 m i 9,50 m respectivamente.

El segundo trozo, entre la calle 2 Sur i Alameda, tiene una lonjitud de 678,50 m; la cota roja en el orijen es de 111,83, en el caso mas desfavorable de que el consumo sea de 200 litros por segundo. Haciendo uso de las mismas tablas para el gasto de 0,150 m³ por segundo con una pérdida de carga de 0,0022 por m se necesita un diámetro

0,45 m. En el caso que consideramos la altura piezométrica en la Alameda de 7,98 m.

Suponiendo que el consumo sea solo de 100 litros por segundo, la altura piezométrica en este último punto subirá a 12,24 m.

El tercer trozo, entre la Alameda i la calle 7 Norte tiene una longitud de 615 m, en el caso mas desfavorable que hemos considerado, la cota en el orijen es de 110,39; para asegurar el gasto 0,125 m³ por segundo con una pérdida de carga de 0,00266 por m se necesita un diámetro de 0,40 m. En este caso la altura piezométrica en la calle 7 Norte es de 5,97 m.

Considerando que el consumo sea de 100 litros por segundo la altura piezométrica subirá a 10,78 m en la misma calle.

Cañería primaria.—Estas cañerías nacen de la cañería matriz i se estienden en la calle 5 Sur, 2 Sur, Alameda, 7 Norte, 5 Oriente i 2 Poniente; deben satisfacer al servicio de incendios i a la provision de agua de las cajas de lavado de las cañerías primarias de la red de alcantarillado.

En cualquier punto de su trayecto estas cañerías deben satisfacer el consumo de las bombas en caso de incendio. Pero a fin de no exajerar las condiciones de abastecimiento consideraremos que tratándose de reunir los 200 litros por segundo en una zona determinada se haga por dos cañerías primarias, sirviéndose ademas de las primarias o secundarias que las unen. Así que el gasto que asignaremos a cada cañería será de 100 litros por segundo.

Observando lo que pasa en Santiago en sus servicios de incendio, se ha visto por jeneral en cada incendio trabajan cuatro bombas a vapor, i que tratándose de siniestros de magnitud mui considerable se aumenta el número de las bombas. Cuatro bombas como las existentes en Santiago consumen como término medio 100 litros por segundo. Así que para el servicio actual de las bombas que posee la ciudad de Talca i para el caso de incendios de proporciones no mui considerables bastará la cantidad de agua que le pueda proporcionar una sola cañería primaria. Cuando la ciudad duplique el número de sus bombas podrá sin inconvenientes atender a dos incendios con cuatro bombas en cada uno o reunirlos en una zona dada cuando se produce un incendio de gran magnitud.

El gasto asignado de 100 litros por segundo para cada cañería primaria está convenientemente justificado.

Para el cálculo de las cañerías primarias consideraremos el caso mas desfavorable que estén alimentadas por un solo extremo, es decir. como si estuviesen servidas solo por la cañería matriz, i que en la poblacion se consuman tambien los otros 100 litros por segundo que completan el gasto de la cañería matriz.

Para la determinacion del diámetro de las cañerías se ha hecho uso de las tablas de Flamant, igualmente con estas tablas se han calculado las alturas piezométricas considerando para estas últimas, ademas del caso indicado, que el consumo sea sólo de los 100 litros i se haga únicamente en una sola cañería primaria, siendo ese caudal conducido por la misma cañería; i tercero, que estando dos cañerías primarias en servicio i en comunicacion suministren entre ámbas el mismo gasto de los 100 litros.

CAÑERÍA PRIMARIA 5 SUR

Diámetro = 0,35 m

Los resultados están indicados en los cuadros siguientes:

Calles	Cotas del terreno	LONJITUD		PÉRDIDAS DE CARGA		COTAS ROJAS			ALTURAS PIEZOMÉTRICAS		
		Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado	1.º caso	2.º caso	3.º caso	1.º caso	2.º caso	3.º caso
11 O	107,93					112,482	115,60	115,60	5,45	8,57	8,57
		300,75	300,75								
9 O	105,59			1,09	1,09	111,39	114,51	115,27	5,89	8,92	9,68
		298,20	598,95								
7 O	103,59			1,10	2,19	110,29	113,41	114,97	6,97	10,09	11,65
		400,20	999,15								
5 O	101,14			1,46	3,65	108,83	111,95	114,53	7,69	10,81	13,39
		267,80	1266,95								
3 O	99,25			0,97	4,62	107,86	110,98	114,24	8,61	11,73	14,99
		247,00	1513,95								
1 O	97,005			0,91	5,53	106,95	110,07	113,97	9,95	10,07	16,97
		122,00	1635,95								
1 P	95,115			0,44	5,97	106,51	109,63	113,80	11,39	14,51	18,68

Diámetro = 0,35 m

Calles	Cotas del terreno	LONJITUD		PÉRD. DE CARGA		COTAS ROJAS				ALTURAS PIEZOMÉTRICAS			
		Parcial	Acumulad.	1.º i 2.º caso	3.º caso	1.ª	2.ª	3.ª		1.ª	2.ª	3.ª	
11 O	105,92					111,88	115,42	Con la 5 Sur 115,42	Con la Alam. 115,54	5,96	9,50	Con la 5 Sur 9,50	Con la Alam. 9,62
		336,05	336,05	1,23	0,37								
9 O	103,91					110,65	114,19	115,05	115,17	6,74	10,28	11,14	11,26
		267,75	603,80	0,98	0,27								
7 O	100,87					109,67	113,21	114,76	114,88	8,80	12,34	13,89	14,01
		254,85	858,65	0,93	0,28								
5 O	98,91					108,74	112,28	114,48	114,60	9,83	13,37	15,57	15,69
		256,95	1115,60	0,94	0,28								
3 O	97,91					107,80	111,34	114,20	114,32	9,89	13,43	16,29	16,41
		248,60	1364,20	0,90	0,27								
1 O	97,21					106,66	110,44	113,93	114,05	9,69	13,23	16,72	16,84
		124,80	1489,00	0,45	0,14								
1 P	96,25					106,21	109,99	113,79	113,91	10,20	13,74	17,54	17,66
		124,20	1613,20	0,45	0,14								
2 I	94,82					105,76	109,54	113,65	113,77	11,18	14,72	18,83	18,95
		127,45		0,46	0,15								
3 P	92,80					103,45	109,08	113,50	113,62				

CAÑERÍA PRIMARIA ALAMEDA

Diámetro = 0,35 m

Calles	Cotas del terreno	LONJITUD		PÉRD. DE CARGA		COTAS ROJAS				- ALTURAS PIEZOMÉTRICAS			
		Parcial	Acumulad.	1.º i 2.º caso	3.º caso	1.ª	2.ª	3.ª		1.ª	2.ª	3.ª	
								Con 2 Sur	Con 7 Norte			Con 2 Sur	Con 7 Norte
11 O	102,43					110,39	114,67	114,67	115,20	7,96	12,24	14,24	12,77
		391,55	391,55	1,43	0,43								
9 O	100,05					108,96	113,24	114,24	114,77	8,91	13,19	14,19	14,72
		224,00	615,55	0,82	0,25								
7 O	99,50					108,14	112,42	113,99	114,52	8,64	12,92	14,49	15,02
		260,52	876,07	0,95	0,28								
5 O	98,80					107,19	111,47	113,71	114,24	8,39	12,67	14,91	15,44
		239,48	1115,55	0,87	0,26								
3 O	106,16					106,32	110,60	113,45	113,98	6,16	10,44	13,29	13,82
		247,30	1364,85	0,91	0,27								
1 O	99,21					105,41	109,69	113,18	113,71	6,20	10,48	13,97	14,50
		127,07	1491,92	0,47	0,14								
1 P	98,63					104,94	109,22	113,04	113,57	6,31	10,59	14,41	14,94
		126,02		0,47	0,14								
2 P	98,28					104,47	108,75	112,90	113,43	5,65	9,93	14,08	14,61
		244,40		0,90	0,26								
4 P	96,02					103,57	107,85	112,64	113,17	7,55	11,83	16,62	17,15

CAÑERÍA PRIMARIA 7 NORTE

Diámetro = 0,35 m

Calles	Cotas del terreno	LONJITUDES		PÉRDIDAS DE CARGA		COTAS ROJAS			ALTURAS PIEZOMÉTRICAS		
		Parcial	Acumulado	1.º i 2.º caso	3.º caso	1.ª	2.ª	3.ª	1.ª	2.ª	3.ª
11 O	102,78					108,75	113,56	114,32	5,97	10,78	11,54
		80	80	0,29	0,09						
9 O	101,96					108,46	113,27	114,23	6,50	11,41	12,27
		234,20	314,20	0,55	0,26						
7 O	99,68					117,61	112,42	113,97	7,93	12,74	14,29
		259,89	574,09	0,95	0,28						
5 O	102,26					106,66	111,47	113,69	4,40	9,21	11,43
		263,30	810,39	0,86	0,26						
3 O	101,75					105,80	110,61	113,43	4,05	8,86	11,68
		245,50	1055,89	0,90	0,27						
1 O	99,13					104,90	109,71	113,16	5,75	10,58	14,03