

AMPLIACION DEL PUERTO DE CALETA PAULA
CAPITULO 9 - SERVICIOS
INDICE

9. SERVICIOS	2
9.1.- CRITERIOS DE CALCULO	2
9.1.1.- Esgurrimientos a presión: Pérdidas de energía.....	2
9.1.2.- Esgurrimientos a presión: Sobrepresión por golpe de ariete.....	2
9.1.3.- Esgurrimientos a presión: Cálculo de los anclajes.	2
9.1.4.- Esgurrimientos a superficie libre.	3
9.2.- AGUA POTABLE.....	4
9.2.1.- Agua para muelles sur y este.....	4
9.2.2.- Piezometría del acueducto.....	4
9.2.3.- Cálculo de la sobrepresión por golpe de ariete.....	6
9.2.4.- Cálculo de los anclajes.....	7
9.2.5.- Liberación de aire.....	8
9.3- SERVICIO DE GAS.....	9
9.4.- DESAGÜES PLUVIALES	11
9.4.1. Descripción general.....	11
9.4.2. Desagüe muelle sur.	12
9.4.3. Desagüe del muelle este y espigón.....	12
9.4.4. Cálculo de las zanjas.	13
9.4.5. Cálculo de las alcantarillas.	13
9.5.- RED CLOACAL	14
9.5.1.- Ampliación en muelle sur	14
9.5.2.- Estación elevadora.....	14
9.5.3.- Conexión a Planta Depuradora.	15
9.5.4.- Pérdidas de energía.....	16
9.5.5.- Planta de tratamiento.	16
9.5.6.- Interceptor de combustibles.	17
9.6.- SISTEMA CONTRA INCENDIO	17
9.6.1.- Ampliación de la red de incendio.	17
9.6.2.- Equipo de bombeo.	19
9.6.3.-Cálculo de la sobrepresión, durante cierre de válvulas.....	19
9.6.4.-Cálculo de los anclajes.....	20
9.7.- COMBUSTIBLES Y SENTINA.....	20
9.8.- ENERGIA , ILUMINACIÓN y MEDICIÓN.....	21

9. SERVICIOS

9.1.- CRITERIOS DE CALCULO

9.1.1.- Escurrimientos a presión: Pérdidas de energía

Para la determinación de las pérdidas de energía en tuberías se utiliza la expresión:

$$J = j * L + \sum K_i * (U_i^2 / 2 g) \quad [9.1]$$

donde,

J, es la pérdida de energía total (m),

L, es la longitud del tramo considerado (m),

j, es la pérdida de energía friccional unitaria (m/m),

K_i, es el coeficiente de pérdida local, para cada singularidad analizada,

U_i, es la velocidad media en la sección del conducto (m/s),

g, es la aceleración de la gravedad (m²/s)

El cálculo de las pérdidas friccionales por unidad de longitud, primer término de la ecuación (1), se realizó utilizando la expresión de Williams y Hazen:

$$j = Q^{1,85} / [(0,278 * C)^{1,85} * D^{4,85}] \quad [9.2]$$

donde,

Q, es el caudal (m³/s)

D, es el diámetro de la tubería (m)

C, coeficiente que para tuberías de PVC, vale C = 145.

Para la cuantificación de las pérdidas locales, se determina el coeficiente K_i de pérdida local correspondiente a cada singularidad de la tubería.

9.1.2.- Escurrimientos a presión: Sobrepresión por golpe de ariete.

Para el caso analizado se propone fijar tiempos de cierre de las válvulas T_c, de manera de adoptar tipos de cierre lento, que con una velocidad de traslación de la onda c = 1.000 m/seg, la máxima sobrepresión en la tubería se calcula con la expresión de Michaud:

$$DH = (2 * L * V_o) / (g * T_c) \quad [9.3]$$

donde:

DH, es la máxima sobrepresión (m),

L, es la longitud de la cañería (m),

V_o, es la velocidad media en la conducción (m/s),

g es la aceleración de la gravedad (m/s²), y

T_c es el tiempo de cierre adoptado (s)

9.1.3.- Escurrimientos a presión: Cálculo de los anclajes.

El esfuerzo que debe ser absorbido por el anclaje en una curva responde en forma simplificada a la expresión:

$$N = 2 P * \text{sen} (\theta/2) \quad [9.4]$$

siendo P el empuje axial que se calcula como: $P = p_i * S$

donde:

S es la sección de la tubería

θ es el ángulo entre los tramos analizados

p_i es la presión interna de la tubería en la sección que se considera, sumándole el efecto de las sobrepresiones por golpe de ariete.

En tal caso, el terreno absorbe el empuje horizontal transmitido por la cañería, a través de un bloque de anclaje de hormigón. La máxima resistencia que puede brindar una masa de tierra es mediante su empuje pasivo, requiriendo que el bloque experimente un ligero desplazamiento, que es absorbido por la flexibilidad de las juntas con anillos de goma.

El empuje pasivo del terreno se calcula como:

$$E_p = (\gamma * h^2/2) * \tan^2(45^\circ + \phi / 2) \quad [9.5]$$

A este valor debe adicionársele el peso del bloque más la masa de tierra por encima de él, afectados por el coeficiente de roce hormigón suelo (se adoptó igual a 0,45):

$$E_r = (W_h + W_t) * 0,45 \quad \gamma \quad [9.6]$$

Debe verificarse que en todos los casos se tenga un coeficiente de seguridad tal que:

$$(E_r + E_p) / N > 2$$

9.1.4.- Esguerrimientos a superficie libre.

El cálculo se basa en las expresiones de Manning que permite determinar la velocidad del esguerrimiento en función de las características de la tubería o zanja y de la pendiente longitudinal, según la ecuación:

$$V = R^{2/3} * i^{1/2} / n \quad [9.7]$$

donde:

V es la velocidad media (m/s)

i es la pendiente longitudinal

R es el radio hidráulico de la conducción (m)

n es el coeficiente de resistencia

Los caudales a transportar surgen de multiplicar la velocidad media, obtenida previamente, por la sección transversal de esguerrimiento.

9.2.- AGUA POTABLE.

9.2.1.- Agua para muelles sur y este

La alimentación de agua potable ha los muelles sur y este se realiza desde dos tanques ubicados en el monte al suroeste del actual recinto, previstos en la etapa intermedia de la ampliación del puerto de Caleta Paula, con 500 m³ de capacidad cada uno.

El nuevo acueducto tiene como punto de toma la cámara de salida de los tanques y llega hasta la derivación al muelle de espigones.

La longitud de la tubería es de 1.045 m y el desnivel de terreno entre ambos puntos es de +30.00 m, considerando cota en toma +34,00 y en el fin del muelle este, + 5.60 m MOP.

En los **Planos Nros. 9a. 706 y 9a. 707** se observa respectivamente la planimetría general del acueducto y el perfil longitudinal con las cotas del terreno natural y las correspondientes al intrados de la tubería.

9.2.2.- Piezometría del acueducto.

Se calculó primeramente el perfil piezométrico de la tubería, para la determinación de las presiones en el conducto y las pérdidas de energía del escurrimiento.

Se adopta como cota piezométrica en la toma, el valor +36,5 m MOP, a efectos de asegurar, con los mínimos niveles operativos del tanque, los caudales requeridos.

La determinación de las pérdidas de energía totales se realizó con las expresiones [9.1] y [9.2] descriptas en 9.1.1.

Los valores de las pérdidas friccionales fueron verificados utilizando el diagrama universal de Rouse, observándose resultados similares.

Han sido analizadas las pérdidas locales generadas en las curvas verticales y horizontales, cámaras de acceso, cámaras de descarga, conductos de vinculación de las válvulas de aire y las cámaras derivadoras. Las principales singularidades han sido marcadas en los **Planos Nros. 9a. 706 y 9a. 707**.

El anillo de distribución de agua tiene un desarrollo lineal con gastos derivados en las distintas tomas, para el cálculo se supone el funcionamiento simultáneo de 4 de las 12 bocas instaladas, con un caudal del orden de los 160 m³/hora, es decir aproximadamente 45 l/seg.

Del cálculo surgen las siguientes dimensiones y características de la conducción, para los distintos tramos de la misma:

Tramo Inicial (Tanque –C2)

Diámetro externo: 0,200 m
 Espesor: 0,0067 m
 Diámetro interno: 0,185 m
 Material: PVC para agua potable
 Presión de servicio: 10 Kg/cm²
 k: 0,0000053 m

Tramo a muelle este (C2 – Muelle Este)

Diámetro externo: 0,160 m
 Espesor: 0,0077 m
 Diámetro interno: 0,1446 m
 Material: PVC para agua potable
 Presión de servicio: 10 Kg/cm²
 k: 0,0000053 m

Ramales en espigón

Diámetro externo: 0,110 m
 Espesor: 0,003 m
 Diámetro interno: 0,0994 m
 Material: PVC para agua potable
 Presión de servicio: 10 Kg/cm²
 k: 0,0000053 m

Para el cálculo de las presiones internas de la tubería, se presenta en la siguiente **Tabla Nro. 9.1**, un listado de todas las singularidades que presenta la conducción, indicando sus progresivas y el detalle de las pérdidas generadas en cada caso por efectos friccionales y locales.

Agua a amuelles

Vertice Nº	Cota Tub. MOP	DN	Longitud (m)	Q (m ³ /s)	Pérdidas de Carga			Progre. (m)	Piezom. MOP	Presión (m)
					Gen (m)	K	Loc (m)			
VO	34.00	200		0.045		0.200	0.031	0.00	36.000	2.000
V1	4.57	200	314.73	0.045	4.355	0.260	0.041	314.73	31.605	27.035
V2	6.00	200	21.17	0.045	0.293	0.120	0.019	335.90	31.293	25.293
V3	6.10	200	425.50	0.045	5.887	0.230	0.036	761.40	25.370	19.270
V4	5.60	160	69.13	0.022	0.752	1.140	0.104	830.53	24.513	18.913
V5	5.60	160	189.05	0.022	2.057	0.140	0.013	1019.58	22.443	16.843
V6	5.60	160	25.20	0.022	0.274	0.000	0.000	1044.78	24.239	18.639
V8	5.60	110	80.00	0.011	1.487	1.140	0.117	1124.78	20.840	15.240
Derivación										
V3	6.10	200	425.50		5.887	0.230	0.036	761.40	25.370	19.270
V11	13.20	75.00	206.00	0.003	1.948	2.280	0.070	967.40	23.352	10.152

Tabla Nro. 9.1 Piezometría del acueducto a muelles sur y este

En la Tabla anterior se ha incluido el valor de la línea piezométrica calculada para cada progresiva analizada, y la cota de intradós del conducto en dicha sección.

En el **Plano 9a-708**, se observa con mayor detalle las derivaciones proyectadas y las ubicaciones de las distintas cámaras de toma de agua previstas. Cada base dispondrá de un medidor de caudal para registro y facturación, con lectura directa y transmisión remota de datos a una computadora.

Como resultado final, en función de las progresivas y la cota de intrados del conducto, se han graficado la línea piezométrica y la variación de las presiones internas a lo largo de la tubería, en la siguiente **Figura Nro. 9.1**.

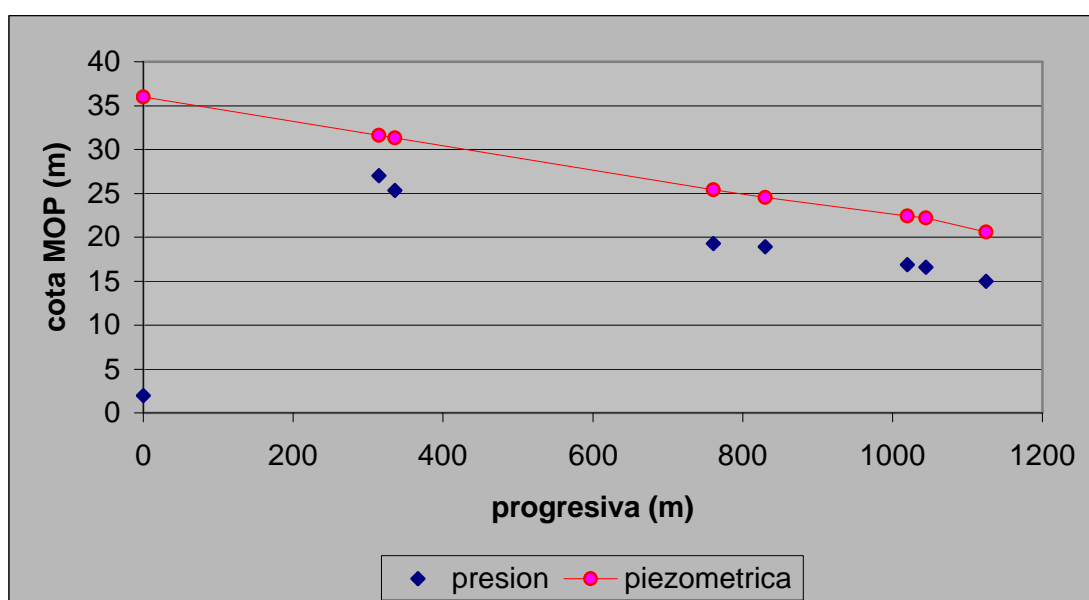


Figura Nro. 9.1. Piezométrica y presión del acueducto de agua a muelles

Del análisis de los resultados surge el lógico predominio de las pérdidas friccionales respecto de las pérdidas locales. La presión disponible en la progresiva final del tramo en la boca de toma extrema del espigón ubicado en la margen este permite una adecuada alimentación a las embarcaciones.

El sistema permite, entonces, la conducción de un gasto inicial de 45 l/s y uno extremo de 11 l/s, es decir casi 40 m³/h, alimentando las dos últimas bocas.

9.2.3.- Cálculo de la sobrepresión por golpe de ariete.

Se ha fijado el tiempo de cierre de las válvulas en $T_c = 25$ seg., asegurando un tipo de cierre lento (tiempo límite $T_l = 2L/c = 5$ seg.)

Se ha considerado que no existe derivación de caudales y se verifica el máximo caudal por el tramo de 0,045 m³/s con una velocidad V_0 de 1,75 m/s. La longitud L desde el tanque de aguas arriba hasta la válvula del primer tramo es de 762 m y la aceleración de la gravedad se adopta como 10 m/s², para facilitar los cálculos.

La sobrepresión resultó entonces:

$$DH = (2 \cdot 762 \cdot 1.75) / (10 \cdot 25) = 10.7 \text{ m de columna de agua.}$$

Dicho valor sumado a la máxima presión en la tubería en dicha zona, para la condición de máximo nivel de carga, no excede la presión estática del sistema cerrado y la de servicio que puede soportar la tubería seleccionada (10 Kgr/cm²), no requiriéndose la colocación de válvulas aliviadoras de presión.

A pesar de ello se recomiendan operaciones de cierre y apertura de las válvulas esclusas del orden de 30 seg, a efectos de asegurar menores valores de sobrepresión por golpe de ariete, siempre dentro de los rangos admisibles para la tubería.

9.2.4.- Cálculo de los anclajes.

Para el cálculo de los anclajes en curvas verticales y horizontales se han considerados los valores de las presiones correspondientes a la clase de la tubería propuesta a efectos de absorber cualquier sobrepresión por golpe de ariete.

Las fuerzas que deben tomar los anclajes se obtienen de la forma indicada en 9.1.3. En la **Tabla Nro. 9.2** se resumen los cálculos realizados para las progresivas donde se colocarán anclajes.

Prog.	Angulo	Presión (Kg/cm ²)	Diametro (cm)	Area (cm ²)	Esfuerzo T (Kg)
314.73	45	10	18.5	268.80	2057.33
761.40	90	10	14.5	165.13	583.83
830.53	90	10	14.5	165.13	2335.30
1019.58	90	10	14.5	165.13	583.83
1044.78	90	10	14.5	165.13	2335.30

Tabla Nro. 9.2 Cálculo de los esfuerzos a tomar con anclajes

El terreno absorbe el empuje horizontal transmitido por la cañería, a través de un bloque de anclaje de hormigón que se esquematiza en la siguiente **Figura 9.2**

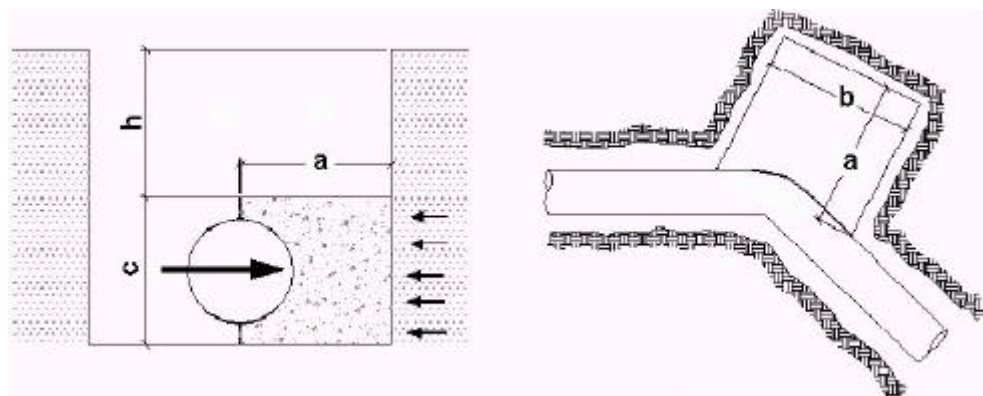


Figura Nro. 9.2. Bloque de anclaje tipo

Los anclajes resultantes se pueden observar en la siguiente **Tabla 9.3**, agrupando bloques similares y verificándose en todos los casos que se cubran los esfuerzos que ya se encuentran mayorados al considerar la clase de la tubería. En el **Plano 9a.707** se muestra su ubicación y las dimensiones de los distintos bloques de anclaje.

	Tapada bloque					Bloque											
Esf T (Tn)	a (m)	b (m)	h (m)	γ_{sue} (tn/m3)	Peso (Tn)	a (m)	b (m)	c (m)	γH° (tn/m3)	Peso (Tn)	ϕ	μ	Fr (tn)	Ep' (tn/m)	Ep (tn)	R (tn)	S
2.06	0.6	1.2	0.5	1.8	0.65	0.6	1.2	0.7	2.2	1.11	35	0.70	0.82	3.95	2.37	3.19	1.55
0.58	0.5	0.4	0.5	1.8	0.18	0.5	0.4	0.7	2.2	0.31	35	0.70	0.228	3.95	0.79	1.02	1.74
2.34	0.7	1.4	0.5	1.8	0.88	0.7	1.4	0.7	2.2	1.51	35	0.70	1.116	3.95	2.77	3.88	1.66
0.58	0.5	0.4	0.5	1.8	0.18	0.5	0.4	0.7	2.2	0.31	35	0.70	0.228	3.95	0.79	1.02	1.74
2.34	0.7	1.4	0.5	1.8	0.88	0.7	1.4	0.7	2.2	1.51	35	0.70	1.116	3.95	2.77	3.88	1.66

Tabla Nro. 9.3 Anclajes resultantes

9.2.5.- Liberación de aire.

El aire atrapado en el escurrimiento tiende a formar burbujas cerca de los puntos altos de la tubería. Debido a que la presencia de estos bolsones ocasiona inconvenientes en el escurrimiento, se realiza la remoción del aire mediante válvulas de aire. Estas son también utilizadas durante el proceso de llenado de la tubería favoreciendo la expulsión del aire.

El perfil altimétrico de la tubería presenta algunos puntos altos y bajos, en el tramo inicial, previo al desarrollo por los muelles y en las derivaciones. Se entiende por punto alto o vértice aquél donde, según el sentido del escurrimiento, un tramo descendente sucede a un tramo ascendente y viceversa para el punto bajo.

Durante el funcionamiento, el aire se va acumulando en los puntos altos de la tubería y su evacuación deberá realizarse por orificios de pequeña magnitud a fin de disminuir el golpe de ariete en la válvula de aire.

Estas válvulas de aire cumplen un papel importante también durante el llenado de la tubería. En dicho caso se requieren evacuar grandes cantidades de aire, sin alargar demasiado el tiempo de la operación. Se aconseja mantener velocidades de llenado del orden 0,05 m/s.

El dimensionamiento de la válvula se realiza para expulsar una cantidad de aire igual al flujo de llenado de la conducción, adoptándose una válvula de diámetro nominal de 100 mm.

Con respecto al número y ubicación de estas válvulas de aire, se deben considerar por un lado los puntos altos de la tubería, y por otro un espaciamiento adecuado para las maniobras del llenado de la tubería.

En tal sentido se considera adecuado una cantidad de dos válvulas ubicadas tal como se indica en el **Plano Nro. 9a.707**.

9.3- SERVICIO DE GAS.

La tubería que alimenta de gas a las instalaciones portuarias ubicadas en el muelle sur y en el muelle este de esta etapa final de ampliación, es una continuación de la ampliación prevista en la etapa intermedia. Tiene su origen en la cámara extrema de dicha ampliación, ubicada en la calle sur que bordea el astillero, donde finaliza el gasoducto con un conducto de 125 mm de Aldyl, y una presión de servicio de 1,4 Kg/cm².

En los **Planos 9b-703 y 9b-704** se muestra la traza y principales cortes de la ampliación del gasoducto propuesto para esta etapa final.

Para verificar el funcionamiento del gasoducto que alimentará el extremo sur de las ampliaciones al puerto, se calcularon las presiones en el conducto, para el gasto previsto en la ampliación de las instalaciones portuarias y el mismo diámetro predimensionado.

El caudal previsto para las futuras instalaciones portuarias es de 200 m³/h. Las dimensiones y características de la conducción proyectada son:

Diámetro nominal:	125 mm
Material:	Sistema Aldyl
Presión de servicio:	1,4 Kg/cm ²

Para el dimensionamiento de las cañerías con gas a media y alta presión, el Reglamento autoriza la utilización de la fórmula debida a Renouard, simplificada:

$$P_{12} - P_{22} = 48600 * s * L * Q^{1.82} * D^{-4.82}$$

donde:

P1: presión absoluta a la entrada del tramo de cañería en Kg/cm²,
P2: presión absoluta a la salida del tramo de cañería en Kg/cm²,
s: densidad relativa del gas (aire s=1),
L: longitud de cálculo de la cañería en Km,
Q: caudal de gas normal a 15°C y 760 mmHg en m³/h,
D: diámetro interior de la cañería en mm.

Esta fórmula es válida para $Q/D < 150$, condición que se cumple ampliamente para el caso analizado.

La presión absoluta es igual a la presión manométrica más la presión atmosférica:

$$P(\text{abs}) = P(\text{man}) + 1.033(\text{Kg/cm}^2)$$

La longitud de cálculo L, será la longitud real del tramo más la longitud equivalente por los accesorios del mismo:

$$L(\text{cálculo}) = L(\text{real}) + L_{\text{eq.}}(\text{Km})$$

Para la cuantificación de las pérdidas locales en términos de longitudes equivalentes se consideró:

codo a 45° 14 * D
codo a 90° 30 * D
válvula esclusa 7 * D

Por otra parte debe verificarse que la velocidad sea menor que 40 m/s, que es el máximo valor admitido por el reglamento. La velocidad se calcula con:

$$V = Q * (P_o / P) * 4 / (3.14 * D^2) \quad [9.8]$$

donde:

P_o: presión atmosférica en Kg/cm²,

P: presión absoluta en la conducción en Kg/cm².

Para la verificación de las presiones y los gastos se utilizó la siguiente fórmula que es válida para tuberías largas en las que se puede considerar un flujo isotérmico:

$$Q_o = (3.142 * (P_{12} - P_{22}) * D^5 / (16 * R * T_1 * \delta_o * f * Z * L))^{1/2} \quad [9.9]$$

Q_o y δ_o son valores para condiciones standard a presión y temperatura normales:

$$P_o = 10330 \text{ kg/m}^2 \\ T_o = 15^\circ\text{C}$$

en donde:

Q_o: gasto circulante por la tubería en m³/s,

P₁: presión en la sección inicial en Kg/m²,

P₂: presión en la sección final en Kg/m²,

D: diámetro interno de la conducción en m,
R: constante del gas ($R=441.5 \text{ m}^2/\text{s}^2$),
T1: temperatura del fluido en °K,
 δ_o : masa específica ($\delta_o=0.081 \text{ Kg s}^2/\text{m}^4$),
f: coeficiente de fricción (según los resultados experimentales de Keenan y Neumann, acerca de escurrimientos turbulentos en tubos lisos, la relación entre coeficiente de fricción y número de Reynolds puede ser considerada igual a la dada por Von Karman y Nikuradse para escurrimiento de fluidos incompresibles en conductos),
Z: término de compresibilidad (para el rango de presiones con las que trabaja, $Z=1$),
L: longitud de la conducción mas longitudes equivalentes representativas de las pérdidas de energía locales en m.

Los resultados obtenidos verifican que la conducción de los $200 \text{ m}^3/\text{h}$, para el diámetro interno de 100 mm y una caída de presión del 90 % (correspondiente a una presión en el extremo de la tubería de $1,25 \text{ Kgr}/\text{cm}^2$).

La **Figura Nro. 9.3** permite apreciar la variación del caudal con la diferencia de presión para el diámetro verificado.

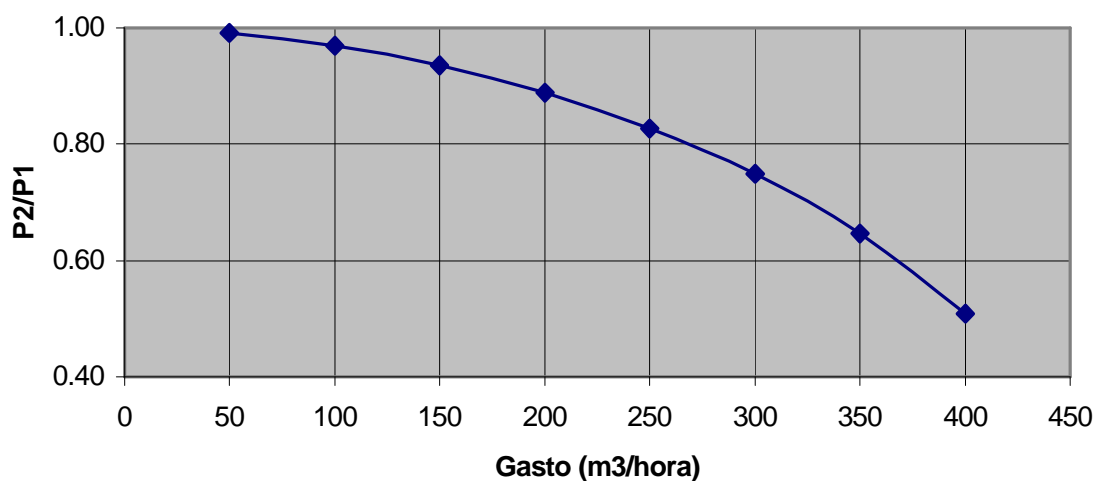


Figura Nro. 9.3. Reducción de presiones

9.4.- DESAGÜES PLUVIALES

9.4.1. Descripción general.

Las obras de desagüe presentan un tratamiento diferente para la zona del muelle, respecto del resto del complejo. El desagüe del muelle no vuelca sus aguas directamente al sistema pluvial, sino que previamente pasa el agua

por un separador de combustibles, para evitar posibles contaminaciones del recinto portuario.

El desagüe pluvial restante consiste en zanjas abiertas al pie de los taludes, y en los caminos de acceso a la zona.

Las zanjas del camino de acceso a la ampliación del muelle sur finalizan en dos alcantarillas, que vuelcan las aguas directamente al recinto portuario, por un tramo entubado en el extremo suroeste del nuevo recinto ampliado.

En los Planos **Nro. 9c 703 y 9c 704**, puede apreciarse el trazado y las dimensiones de los sistemas de desagües previstos.

9.4.2. Desagüe muelle sur.

El sistema de desagüe de la ampliación del muelle sur se muestra en los planos antes citados. El esquema adoptado es similar al desarrollado en el muelle norte, con un sentido de conducción hacia ambos extremos donde se ubican sendos separadores de combustibles.

El muelle presenta una leve pendiente transversal desde ambos extremos en cota + 6,50 MOP hacia el centro a cota +6,35 MOP, Por debajo de esta zona central se desarrolla la tubería de recolección con cámaras cada 60 m.

Las tuberías a colocar son de PVC con D = 200 mm en el inicio y D = 300 mm luego, con una pendiente mínima del 0,3 %. Considerando que para la condición de máximo gasto se cumple que $R = D/4$, y siendo la tubería de PVC, se obtiene:

$$U = 39,685 * D^{2/3} * i^{1/2}$$

y entonces:

$$Q = U * (3,14 * D^2 / 4)$$

$$Q = 31,17 * i^{1/2} * D^{8/3}$$

Que permite para nuestro caso una evacuación de 22 l/s sin entrar en carga y del orden del doble, trabajando a presión. Caudales que ingresan al separador de combustible, para luego ser evacuados por gravedad al recinto.

9.4.3. Desagüe del muelle este y espigón.

El sistema de desagüe de la ampliación en los muelles ubicados en la margen este de la zona ampliada del recinto, se muestra en los citados Planos 9c-703 y c-704.

El esquema adoptado es similar al desarrollado en los otros muelles, con recolección de las aguas pluviales de los muelles y un conducto que las

conduce hasta el separador de combustible, ubicado en el extremo sureste del recinto.

El espigón presenta pendiente leve hacia bocas de toma con rejilla de 30 * 45 cm ubicadas en la parte central de ambos laterales cada 9,5 m. Dichas tomas se comunican con sendas tuberías de PVC de 200 mm de diámetro que se desarrollan colgadas por debajo del espigón hacia dos cámaras en la zona del mulle este.

El muelle este presenta pendiente leve hacia el interior desde cota +6m en el extremos hasta cota +5,85 MOP en el eje del desagüe pluvial que comunica con el separador de combustibles.

La tubería a colocar es de PVC con D = 300 mm y una pendiente mínima del 0,3 %, similar a la ubicada en los dos desarrollos del muelle sur.

9.4.4. Cálculo de las zanjas.

Desarrollando la ecuación de Manning para una sección triangular, y considerando una pendiente longitudinal del 0,3%, representativa de las mínimas de la zona y pendientes de los taludes de las zanjas 1V:2H, y una profundidad de la zanja de 0,50 metros, similar a las existentes en el resto del complejo, se obtiene, para $n = 0.026$, un caudal de conducción de 0,6 m³/s, compatible con las necesidades de drenaje.

En el caso de zanjas similares pero revestidas de hormigón el caudal a transportar se duplica, permitiendo conducir un gasto de 1,2 m³/s.

9.4.5. Cálculo de las alcantarillas.

Para las alcantarillas se adoptarán conductos de sección circular, se aplicaron las fórmulas anteriores para la definición del conducto del tramo entubado. Es decir que para la condición de máximo gasto se cumple que $R = D/4$, y siendo la tubería de hormigón, se obtiene:

$$U = 30,527 * D^{2/3} * i^{1/2}$$

y:

$$Q = U * (3,14 * D^2 / 4)$$

$$Q = 23,98 * i^{1/2} * D^{8/3}$$

Adoptando una pendientes del 1% entre extremos de alcantarillas, para las zanjas de menor pendiente, se obtiene que conductos de hormigón de 0,6 m de diámetro, permite evacuar el caudal conducido por las zanjas. En el caso de zanjas revestidas o mayores pendientes deberá adoptarse una pendiente del 2% entre extremos de la alcantarilla.

9.5.- RED CLOACAL

9.5.1.- Ampliación en muelle sur

La conducción cloacal a colocar en el muelle sur es la que se origina en los sanitarios a ejecutar en ambos extremos del muelle y corre paralelamente al muelle en su lateral posterior, a efectos de poder recibir en el futuro algunas instalaciones que se ubiquen en la zona elevada, detrás del muelle.

Esta conducción de PVC con $D = 200$ mm, se puede ver en el **Plano 9d-703**, conectando los edificios sanitarios con el pozo de bombeo a la planta de tratamientos y presentas bocas de inspección y limpieza cada 70 m.

Estas obras recolectan entonces los efluentes provenientes de los sanitario a ejecutar y permiten conectar futuras instalaciones a ejecutar en la parte posterior elevada del muelle sur.

Los efluentes del sanitario ubicado en el muelle este tienen una conducción similar pero desarrollada con tubería de $D = 160$ mm, dado que no se prevén instalaciones adicionales en dicha zona.

Un detalle del edificio sanitario tipo a ubicar en las dos posiciones indicadas en el anterior plano se muestra en el **Plano Nro. 9d-704**.

9.5.2.- Estación elevadora.

Dadas las profundidades que alcanza la colectora cloacal en la zona del muelle, es necesario intercalar una estación de bombeo elevadora a efectos de acceder a la planta de tratamientos compacta a instalar contigua a las instalaciones del nuevo muelle sur.

Para ello se ha seleccionado un tipo de estación elevadora compacto y de simple funcionamiento, mediante un sistema automático de mando.

En el **Plano Nro. 9d-703**, puede verse esta instalación, con sus principales medidas. La estación lleva dos bombas como factor de seguridad. Las distancias entre ellas, indicadas en el plano son valores recomendados para lograr un adecuado funcionamiento de las mismas.

El caudal de bombeo adoptado resulta de

$$Q_b = Q_p = 5 \text{ l/s.}$$

En función que la altura de elevación es de 10 m, tal como se mostrará en el siguiente, punto se han seleccionado dos bombas sumergibles tipo Flygt CP-3085 - 252.

El arranque puede ser directo ó estrella - triángulo, pudiendo ponerse en marcha hasta quince veces por hora. El tablero de control estará ubicado arriba de la cota del terreno.

La estructura de esta estación de bombeo será de sección cuadrada. El sistema de instalación "CP", con tubos guías y conexión de descarga, permite el acoplamiento automático sin pernos de la bomba al tubo de descarga.

En consecuencia la bomba podrá elevarse fácilmente del pozo para su inspección, sin necesidad de descender al mismo. La tubería de impulsión de cada bomba se define con un diámetro de 0,080 m.

Para determinar las dimensiones del pozo de bombas, se adoptó un ciclo de cuatro arranques de las mismas por hora, es decir un tiempo $t = 15$ min entre arranques. Este tiempo se relaciona con el volumen V_b del pozo, para este tipo de pozos, mediante la expresión:

$$V_b = t_{\min} \cdot Q_b / 4$$

resultando:

$$V_b = 15 \text{ min} \cdot 0,6 \text{ m}^3/\text{min} / 4 = 2,25 \text{ m}^3$$

Adoptando las siguientes dimensiones del pozo de bombeo:

$$l = 2,0 \text{ m}$$

$$s = 4,0 \text{ m}^2$$

despejando la altura útil de la cámara, que define los niveles de arranque (N_{\max}) y parada del equipo (N_{\min}):

$$h_{\min} = N_{\max} - N_{\min} = 2,25 \text{ m}^3 / 4,0 \text{ m}^2 = 0,56 \text{ m}$$

Se adopta una diferencia entre niveles de arranque y parada de 1, m. El detalle del Plano 9d-703, muestra el pozo de bombeo adoptado con cota de fondo en +2,4 m MOP, nivel de parada en +3 m y de arranque en + 4m.

En el acceso al pozo se ubican una tapa por bomba de hierro fundido dúctil de 0,8 m * 0,8 m.

9.5.3.- Conexión a Planta Depuradora.

De acuerdo a lo expresado, se requiere el bombeo del líquido cloacal hasta la Planta Depuradora a colocar en el extremo sureste del recinto ampliado.

Para justificar la capacidad de bombeo expresada anteriormente se debe calcular la pérdida de energía que se produce en la conducción a presión, entre el sistema de bombeo y la planta.

Dicho valor sumado a la diferencia topográfica entre ambos puntos determina la capacidad de bombeo.

La tubería propuesta es de 0,10 m de diámetro, y se desarrolla por la traza, que se muestra en el anterior **Plano Nro. 9d-703**

9.5.4.- Pérdidas de energía.

Para la determinación de las pérdidas de energía totales se utilizaron las expresiones generales dadas en 9.1.1.

En este caso:

Q, es el caudal pico de 0,005 m³/s

D, es el diámetro de la tubería de 0,01 m

y entonces:

$$J_t = 0,85 + 0,25 = 1.1 \text{ m}$$

La diferencia topográfica entre ambos puntos es de 10 m, considerando para el pozo de bombeo la cota 3,0 y para el punto de conexión la cota de descarga 13,00 m.

La diferencia a salvar mediante bombeo resulta:

$$H_b = 1.1 \text{ m} + 10 \text{ m} = 11,1 \text{ m}$$

9.5.5.- Planta de tratamiento.

Dado la cantidad de efluente a tratar y la lejanía entre la generación de los efluentes y la planta de tratamiento ubicada al norte de las instalaciones portuarias se opta por instalar en la esquina sureste del recinto ampliado y próxima a la costa, una planta de tratamiento compacta, enterrada y modulada, para futuras ampliaciones.

Este tipo de plantas utilizan el principio de aireación extendida / barro activados, apto para generar un efluente limpio, seguro, exento de olores y de acuerdo a los parámetros de descarga exigidos por la legislación.

La provisión de cada módulo o planta contiene los siguientes elementos para permitir el proceso, todos ellos construidos en PRFV, a efectos de eliminar problemas de agresión marina:

- Tanque de 2,3 mts. de diámetro y 2,00 mts. de altura, que incluye:
 - ✓ cámara anaeróbica,
 - ✓ cámara aeróbica,
 - ✓ clarificador o sedimentador con fondo cónico y
 - ✓ cámara de salida.

- Equipo soplador para difusión de aire. Capacidad: 80 lts./min.
- Sistema de difusión de aire: difusores, cañerías y accesorios.
- Panel de alarma por fallo.
- Caja de conexionado eléctrica.
- Bomba de descarga.

9.5.6.- Interceptor de combustibles.

Para la retención de combustibles en la zona del muelle se proyecta un interceptor, previamente al vuelco en el recinto de las aguas pluviales que potencialmente puedan contaminarse con combustible.

Sus dimensiones son:

largo.....6,00 m
ancho.....3,00 m
profundidad media de 1,7 m

con lo que se obtiene un volumen de 30,6 m³, y una permanencia de 120 minutos para un caudal de 4.25 l/s.

La conexión con la cámara previa a la descarga al recinto se realiza mediante una tubería de PVC de 200 mm de diámetro.

9.6.- SISTEMA CONTRA INCENDIO

9.6.1.- Ampliación de la red de incendio.

La red contra incendio se inicia en una nueva toma de agua de mar contigua al extremo sureste del recinto ampliado y continúa con una tubería de PVC de 200 mm que alimenta directamente la red contra incendio de los muelles Sur y Este.

De la cámara de bifurcación ubicada prácticamente en la mitad del desarrollo longitudinal a cubrir parten dos ramales de 125 mm, hacia el Este y dos hacia el Oeste. Los dos ramales del oeste alimentan cada uno, cuatro hidrantes distribuidos a lo largo del muelle sur y los dos ramales al este, alimentan cada uno tres hidrante en el muelle este y el espigón.

El **Plano 9e-702** muestra el sistema propuesto y los detalles de los hidrantes.

Se analizaron las pérdidas de energía de las conducciones y la altura de impulsión del sistema de bombeo, efectos de verificar los caudales a erogar por cada hidrante, en la condición de funcionamiento simultáneo con caudales del orden de 5 litros por segundo (18 m³/hora), y el chorro de salida con una presión del orden de los 30 m de columna de agua, de manera que asegure un alcance máximo de 64 metros que se logra para una inclinación respecto de la horizontal de 45°, y una altura que alcanza los 16 metros, propuesto.

Los resultados obtenidos se resumen en la siguiente **Tabla Nro. 9.4**

Incendio MUELLESUR

Vertice Nº	CotaTub. MOP	DN	Longitud (m)	Q (m ³ /s)	Pérdidas de Carga			Progre. (m)	Piezom. MOP	Presión (m)
					Gen (m)	K	Loc (m)			
Bomba	-3.00	125						0.00	40.000	43.000
V1	5.50	125	10.00	0.020	0.302	2.280	0.462	10.00	39.236	33.736
V2	5.50	200	32.30	0.020	0.100	1.140	0.035	42.30	39.101	33.601
V4	5.50	125	411.00	0.005	0.954	2.280	0.029	453.30	38.118	32.618
V3	5.50	125	191.00	0.005	0.443	1.140	0.014	233.30	38.644	33.144
Incendio MUELLE ESTE										
Bomba	-3.00	125						0.00	40.000	43.000
V1	5.50	125	10.00	0.020	0.302	2.280	0.462	10.00	39.236	33.736
V2	5.50	200	32.30	0.020	0.100	1.140	0.035	42.30	39.101	33.601
V5	5.00	125	253.90	0.005	0.589	1.140	0.014	296.20	38.040	33.040
V6	5.00	125	121.25	0.005	0.281	2.280	0.029	417.45	37.730	32.730
V7	5.00	125	50.00	0.005	0.116	1.140	0.014	346.20	37.909	32.909

Tabla Nro. 9.4 Tuberías de incendio

Para el tramo de mayor longitud, que llega hasta el último hidrante en el espigón del muelle este, se ha graficado, en la siguiente **Figura Nro. 9.4**, la línea piezométrica y la variación de la presión sobre el intrados de la tubería.

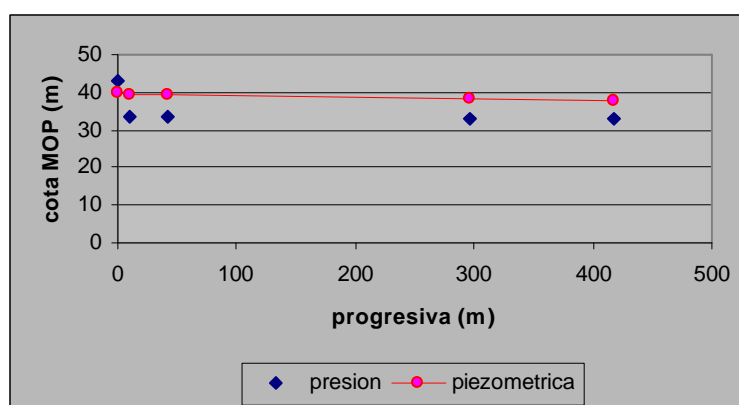


Figura Nro. 9.4 Presiones y piezometría en red de incendio

Cada hidrante consta de una válvula de bronce de acción manual, y una manguera enrollada de 3" de 45 metros de longitud, que culmina en un pico de bronce de 13 mm de diámetro interno, dimensionados para una presión de uso de 100 metros de columna de agua.

Las mangueras están arrolladas y colocadas en cajones metálicos sobre soportes de caño, con una cara lateral totalmente vidriada, con vidrio de 4 mm de espesor, con todas las guarniciones de bronce y las chapas constitutivas de la caja y de los soportes de acero inoxidable.

9.6.2.- Equipo de bombeo.

Se adopta un equipo de bombeo sumergible de acero inoxidable tipo GRUNDFOS SP - 95 -4 conectado al manifold con tubería de fundición dúctil, y la provisión colocación y cableado del tablero de comando y protección del motor que acompaña el equipo tipo CU3, que permite el control de temperaturas, sobre y bajos voltaje, desbalance de fases etc.

Para evitar los efectos de golpe de ariete en las paradas bruscas del equipo por corte de energía se colocará a la salida del manifold un tanque antiarriete con vejiga de neoprene. El tanque se ejecutará en acero inoxidable y los detalles de su volumen y dimensiones de la vejiga se realizarán en el Proyecto Ejecutivo e ingeniería de detalle de la instalación.

El sistema de bombeo propuesto contempla la instalación de un grupo electrógeno que permita el funcionamiento del equipo de bombeo frente a cualquier corte de energía eléctrica.

9.6.3.-Cálculo de la sobrepresión, durante cierre de válvulas.

Para el cálculo se ha fijado el tiempo de cierre de las válvulas en $T_c = 5$ seg.(valor reducido debido a la posibilidad de maniobras rápidas en casos de emergencias). Se asegura igual un tipo de cierre lento (el tiempo de cierre adoptado es mayor que el tiempo límite $T_l = 2L/c = 2$ seg.).

Para el cálculo se ha considerado que se superponen las máximas sobrepresiones correspondientes al cierre de tres hidrantes, que es un caso extremo puesto que en realidad el cierre será parcializado, siendo muy poco probable un factor de simultaneidad superior. Suponiendo un caudal por el tramo de 0,005 m³/s la velocidad V_0 es 0, 5 m/s. La longitud L desde la bomba hasta la válvula extrema es de 450 m y la aceleración de la gravedad se adopta como 9,8 m/s².

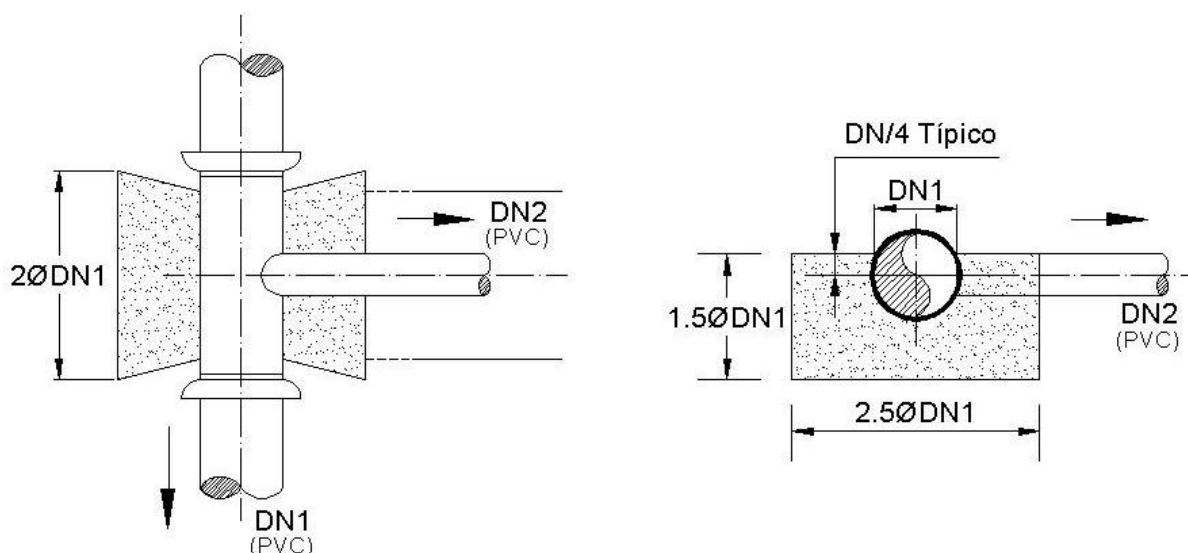
La sobrepresión por el cierre de un hidrante resultó entonces:

$$DH = (2 * 450 * 0, 5) / (9,8 * 5) = 9,2 \text{ m de columna de agua.}$$

Dicho valor sumado a la máxima presión en la tubería, para la condición de máximo nivel de carga, no excede la presión de servicio que puede soportar la tubería seleccionada (10 Kgr/cm²).

9.6.4.-Cálculo de los anclajes.

La traza de distribución de agua para incendio posee solamente derivaciones en T , debiéndose ubicar en cada caso los anclajes tipos definidos en función de los distintos diámetros en juego según el siguiente esquema.



9.7.- COMBUSTIBLES Y SENTINA

El sistema de provisión de combustible prevé la conexión de la zona sureste del recinto, mediante tuberías que permitan conducir los combustibles desde los distintos puntos de entrega en el norte hasta las zonas de los muelles sur y este. En el **Plano 9f - 702** se muestra esta conducción.

Frente al muelle sur se desarrolla el canal para tuberías de distribución, a una distancia de 40 m del frente del muelle y paralelo al mismo.

Dicho canal presenta un ancho de 1,5 m una altura de 1,3 m en promedio, con las variaciones debidas a la pendiente del fondo, para derivar posibles pérdidas hacia el separador de combustible.

En todo el frente del muelle sur se conectará dicho canal con las respectivas cámaras de combustible, mediante una canaleta de contención de 0,8 m de ancho y altura variable para permitir una pendiente en el fondo, hacia el canal de combustibles del 1%.

En el **Plano 9f-703** se muestran las instalaciones descritas previamente y los detalles de conexiones requeridos para brindar los servicios de combustible y agua de sentina a las embarcaciones que operen en la ampliación del muelle sur y muelle este.

Las canaletas permitirán alojar las tres tuberías para carga de combustibles y la de sentina hacia un nuevo tanque de depósito de 20 m³ de capacidad, a ejecutar en el extremo sureste del recinto, que se muestra en el **Plano 9f - 704**.

El tanque presenta una sección circular de 2,2 m de diámetro y una longitud de 5,3 m. Se dispone horizontalmente y presenta refuerzos en su parte inferior para el contacto con la base de hormigón con fajas de 0,3 m de espesor cada 1,1 m, tal como se muestra en el esquema adjunto.

Se consideró una separación del nivel del terreno de 1 m a la base del tanque, para facilitar su vaciado y la base se ubica 50 cm por debajo del nivel del terreno.

9.8.- ENERGIA , ILUMINACIÓN y MEDICIÓN

Para la implementación del servicio de energía eléctrica en la zona a ampliar en el extremo sureste, se realiza la continuación de la línea de media tensión 13,2 KV desde el extremo suroeste del recinto actual hasta la zona de los nuevos muelles sur y este., retirando el actual tendido en la zona donde se ejecutará la ampliación del recinto hacia el sur.

Para la alimentación a la nueva SET propuesta se requiere una nueva bajada enterrada de la línea a ampliar a la altura de la calle paralela al muelle sur, que se lleva hasta el terreno propuesto para ejecutar la Sub Estación.

Desde allí se podrá alimentar:

- las bocas de energía eléctrica a las embarcaciones ubicadas en el muelle sur en el muelle este y en el espigón que forma parte de él.
- las torres de iluminación de los muelles ubicadas en los laterales internos de los muelles sur y este y en la parte central del espigón.
- las columnas de iluminación de las calles que bordean las instalaciones de la ampliación hacia el sur del recinto.

Se colocan, entonces las cañerías de distribución de energía eléctrica paralelas al muelle, inmersas en un dado de hormigón armado de 50 cm de ancho por 18 cm de alto.

En el muelle sur se ubican 7 cámaras con tomacorrientes de 35 KW, manteniendo la modulación en distancias que presentan las instalaciones actuales del puerto.

En el espigón y muelle Este se distribuyen 5 tomacorrientes más de similares características que los anteriores y los existentes en el resto de los muelles. Todas las tomas son alimentadas desde el nuevo Tablero General de Baja Tensión, a través de medidores de energía trifásicos, los que emitirán las

señales (mediciones) al Sistema de Control Central ubicado en el actual Edificio Administrativo.

Los cables a utilizar serán aptos para una tensión de hasta 1 kV, conductores de cobre, aislamiento PVC/PVC, que serán canalizados por cañeros a construir o existentes. Los cables serán dimensionados para una potencia de 35 kW, con una caída máxima de tensión del 5%.

En el **Plano 9g-705** se muestran la línea de media tensión a reubicar y la nueva a ejecutar para llevar energía a la nueva SET, que mantiene una modulación de postes cada 70 m.

En el citado plano se muestra también, la iluminación de las nuevas calles, que presentarán columnas de alumbrado similares a las existentes, ubicadas cada 40 m, con las conducciones eléctricas propuestas.

En el **Plano 9g-706** se pueden observar las instalaciones a ubicar en los muelles y el resto de las instalaciones que se utilizan para la conducción eléctrica en el muelle.

El registro control y medición, tanto de la provisión de agua, como de energía de la zona a ampliar se muestra en el mismo Plano 9g –706, debiéndose realizar el tendido de los cables por las instalaciones a ejecutar hasta un nuevo centro de control que se comunicará directamente con el edificio principal del puerto.

El sistema de iluminación del muelle Sur consiste en la colocación de 9 torres de alumbrado de 30 m de altura, similares a las existentes. En la parte superior de cada una, se instalarán 6 proyectores (5 para iluminación normal y 1 para vigía), aptos para intemperie, equipados con lámpara de mercurio halogenado de 2000 W de potencia cada uno.

En el muelle Este se instalarán 5 torres similares pero de 25 m de altura, dado la reducción del ancho del muelle a iluminar, que contarán con un reflector enfocado hacia el este para lograr la iluminación de la calle de acceso al muelle.

Por último sobre el espigón se instalarán 2 torres de alumbrado de 20 m de altura y características similares a las anteriores, que complementen la iluminación local en dicha zona. En la parte superior de cada una, se instalarán 6 proyectores, equipados con lámpara de mercurio halogenado de 400 W de potencia cada uno.

En el anterior Plano 9g 706 se puede apreciar su ubicación y las conducciones propuestas para su alimentación desde la nueva SET, tanto para las columnas a instalar en el muelle sur, como para las previstas en la ampliación del muelle Este y su espigón.

En el **Plano 9g 707** se muestran los detalles de las columnas y plataforma superior propuestas para la iluminación de la zona de los muelles Sur y Este

Los detalles de la nueva SET y tablero se resumen en el **Plano 9g 708**. El nuevo Tablero de Medición en el edificio de la subestación, presentará las mismas características que el existente en el edificio administrativo, a fin de poder interconectar las nuevas electroválvulas y medidores de caudal. El PLC tendrá la capacidad de entradas/salidas digitales y analógicas necesarias para los 12 (doce) puntos de medición y control, más los cables correspondientes a control y señalización de electroválvulas, calefacción y señales de medición.

Las mediciones de agua y de electricidad provenientes de los respectivos medidores y las señales para el telecontrol de las electroválvulas serán transmitidas al Edificio Administrativo e incorporado al actual Sistema de Administración de Datos, vía RTU.

Se anexa Planillas de Cables para todas las instalaciones eléctricas correspondientes a las instalaciones del muelle Sur y Este, incluyendo el espigón, previstas en la etapa definitiva de ampliación del Puerto Caleta Paula, en estudio.

ANEXO

PLANILLA DE CABLES