

O/H.1112
P.M.R
III

DIC/96

43134



CONVENIO C.F.I. SANTA FE UNIDAD TÉCNICA PROVINCIAL	
OBRA:	READECUAMIENTO HIDRAULICO ARROYO CAÑADA DE GÓMEZ
CALLE COCHABAMBA PROG. Km.:26,060	Germán Pablo Pagani Ingeniero Civil I.C.P.I.C. 2-0165-1
Memoria Descriptiva y Técnica Cómputo Métrico Planillas de Doblado Plano General y Detalles	San Lorenzo 826 PB "D" Tel - Fax : (041) 248723 (2000) Rosario - Sta. Fe

PUENTE LOSA

OBJETIVO: Proyecto y Cálculo de Puentes tipo Alcantarilla con Tablero Continuo para cubrir tres luces libres de 10.00 m y una altura libre de 5.50 m, con una profundidad de fundación mínima de 1.50 m.-

ÍNDICE

X.- MEMORIA DESCRIPTIVA.-

1.- PLANTEO DEL PROBLEMA.-

2.- GENERALIDADES.-

3.- ANÁLISIS DE CARGAS.-

- 3.1.- Cargas Permanentes.-
- 3.2.- Sobrecargas de Uso o Accidentales.-
- 3.3.- Frenado y Aceleración.-
- 3.4.- Otras Cargas.-

4.- CALCULO DE SOLICITACIONES Y DIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA TABLERO.-

4.1.- Cálculo de Solicitaciones.-

4.1.1.- Momento Máximo de Tramo.-

4.1.1.1.- Multitud Compacta Tramos 1 y 3 - Aplanadora A-30 Tramo 1.-

4.1.1.2.- Multitud Compacta Tramo 2 - Aplanadora A-30 Tramo 2.-

4.1.2.- Momento Máximo de Apoyo.-

4.1.2.1.- Multitud Compacta Tramos 1 y 2 - Aplanadora A-30 Tramo 1.-

4.1.2.2.- Multitud Compacta Tramos 1, 2 y 3 - Aplanadora A-30 Tramo 1.-

4.1.3.- Corte Máximo - Apoyo Pila Tramos 1 y 2.-

4.1.4.- Acción de la Baranda y la Vereda sobre la Losa Tablero.-

4.2.- Dimensionamiento.-

5.- VERIFICACIÓN DE BARANDA Y VEREDA ALCANTARILLA TIPO A2

6.- REACCIONES DE APOYO

6.1.- Reacciones Verticales.-

6.1.1.- Debido a Peso Propio y Sobrecarga Permanente.-

6.1.2.- Debido a Sobrecargas de Uso o Accidentales.-

6.2.- Reacciones Horizontales.-

6.2.1.- Fuerzas de frenado.-

6.2.2.- Acortamientos del Tablero.-

6.2.2.a.- Fluencia Lenta.-

6.2.2.b.- Temperatura.-

6.2.2.c.- Retracción por Fragüe.-

6.2.3.- Presión del viento.-

6.2.4.- Acciones Sísmicas.-

6.2.5.- Presión Hidrodinámica del Agua.-

6.2.6.- Empujes de Suelo.-

7.- ESTADOS DE CARGA Y DIMENSIONAMIENTO DE ESTRIBOS.-

8.- MUROS DE ALAS.-

9.- FUNDACIONES.-

- 9.1.- Base Estribo PE 1000-700.-
- 9.2.- Base Pila PP 1000-700.-

10.- COMPUTO MÉTRICO Y PLANILLAS DE DOBLADO.-

11.- PLANO GENERAL Y DE DETALLES.-

MEMORIA DESCRIPTIVA

OBRAS DE ARTE ARROYO CAÑADA DE GÓMEZ

REFERENCIAS: Construcción alcantarilla calle COCHABAMBA Progresiva Km.: 20.060

a.- CONSIDERACIONES GENERALES:

Debido al READECUAMIENTO HIDRÁULICO DEL ARROYO CAÑADA DE GÓMEZ, se hace necesario el reacondicionamiento de las obras de arte existentes. Las dimensiones y características particulares de las mismas surgen de un análisis hidráulico e hidrológico.-

La obra se ha proyectado teniendo en cuenta principalmente el factor económico, haciendo hincapié en la reutilización de las ya existente.-

b.- CONSIDERACIONES PARTICULARES:

La alcantarilla existente de calle Cochabamba, ubicada en la progresiva Km. 26.060, consta de tres tramos de 4.50 m, una altura libre de 4.00 m y un ancho de calzada de 9.00m, siendo esta recta a 90° respecto al eje del arroyo.-

Debido a la ampliación del canal sobre la margen derecha en el sentido de escurrimiento de las aguas (margen norte), con un ancho de solera total de 24.16 m, y una profundización de la misma de 1.13 m, se hace necesario la construcción de una nueva obra de arte, debido a que submstrar las pilas y estribos existentes mas de 2.00 m respecto de la actual cota de fondo, reduciría notablemente la sección del canal además de la gran cantidad de hormigón estructural desaprovechado en el mantenimiento de una obra ya reconstruida y ampliada.-

Por los motivos expuestos precedentemente se decidió la construcción de un nuevo puente alcantarilla tipo losa con tablero continuo de 3 tramos de 10.00 m de luz libre, un ancho de calzada de 8.30 m y una altura libre de 5.26 m. Las especificaciones técnicas del mismo se encuentran debidamente detalladas en la memoria de cálculo que acompaña la presente.-

En el diseño de la nueva obra de arte se respetó la geometría de los puentes existentes en el canal, de manera tal que se proyectó un puente losa de las dimensiones descriptas en el párrafo anterior. se respetaron los aspectos reglamentarios de la Dirección provincial de vialidad, utilizando para el cálculo una aplanadora A-30.-

En los cómputos se consideró que el canal en la zona de emplazamiento de la Progresiva Km.: 26.060 tendrá una sección cuya cota de base de fondo no coincide con la actual cota de solera, sin embargo debido a que la alcantarilla existente debe ser demolida en su totalidad, no se computa como excavación la necesaria para alcanzar la cota de solera del canal proyectado.-

c.- DOCUMENTACIÓN INTEGRANTE DEL PROYECTO ESTRUCTURAL:

- 1.- Memoria Descriptiva y Técnica.-
- 2.- Planilla de Cómputo Métrico.-
- 3.- Planilla de Doblado de Hierros.-
- 4.- Plano General y de Detalles.-

MEMORIA DE CALCULO

ALCANTARILLA LUZ LUBRE 10.00 m - ALTURA LIBRE 5.50 m - ANCHO CALZADA 8.30 m

1.- PLANTEO DEL PROBLEMA

Se trata del Proyecto y Cálculo de un Puente Alcantarilla para cubrir una luz libre de 3 tramos de 10.00 m, Pilas y Estripos con una altura libre de 5.50 m y una profundidad de fundación mínima de 1.50 m. El ancho de calzada a considerar es de 8.30 m.-

2.- GENERALIDADES: Elección de la Sección Transversal del Puente

Según Fritz Leonhardt (Tomo IV, página 51, Estructuras de Hormigón Armado), la elección de la sección transversal de un puente queda definida por los siguientes datos:

- 2.a.- Medida de la Luz, referida al sistema estático elegido
- 2.b.- Altura Constructiva disponible o esbeltez deseada expresada por l/h
- 2.c.- Procedimiento Constructivo, personal técnico, medios auxiliares, equipos disponibles
- 2.d.- Economía del procedimiento constructivo elegido
- 2.e.- Relación de q / g = sobrecarga con respecto al peso propio

La losa monolítica simple es apropiada para puentes pequeños de un tramo, hasta luces de unos 20.00 m. Para puentes con varios tramos continuos, las luces pueden variar de 20 .00 m hasta aproximadamente 30.00 m, con espesores de losas desde 25 cm hasta 70 cm.-

La esbeltez l/h puede elegirse como se indica a continuación:

$$15 \leq l/h \leq 25$$

15 a 25 para hormigón armado, donde los valores más altos corresponden a las luces mayores, y con ello, a valores de q / g menores.-

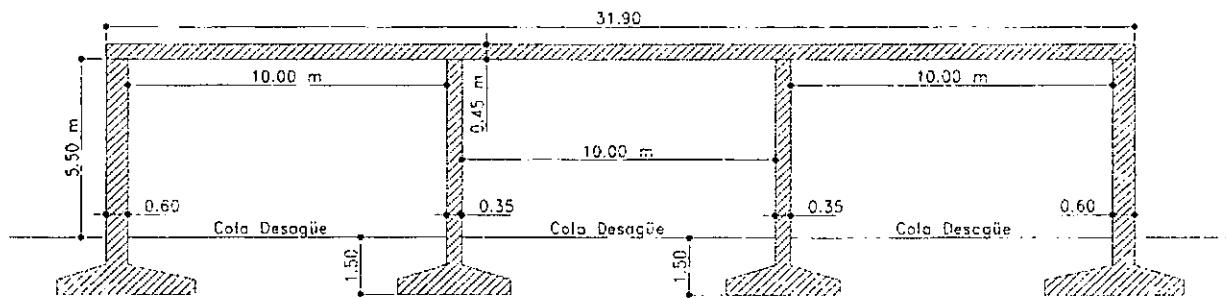


Ilustración 1

Espeltez para luz 10.00 m, d (espesor de losa) = $1000 \text{ cm} / 22 = 45 \text{ cm}$

3.- ANALISIS DE CARGAS

3.1.- CARGAS PERMANENTES

$$\text{Peso Propio Losa} = 0.45 \text{ m} \times 2500 \text{ Kg/m}^3 = 1125 \text{ Kg/m}^2 \text{ (Hormigón H-21)}$$

$$\text{Sobrecarga Permanente} = 0.05 \text{ m} \times 1500 \text{ Kg/m}^3 = 75 \text{ Kg/m}^2 \text{ (Concreto Asfáltico)}$$

3.2.- SOBRECARGA DE USO

Sobrecargas Repartidas: Según reglamento de la Dirección Nacional de Vialidad, las cargas móviles que circulan sobre las alcantarillas tienen un efecto dinámico amortiguado por la capa de

tierra correspondiente a la tapada, si bien en nuestro caso no hay sobrecarga de este tipo, el coeficiente de impacto correspondiente a este tipo de puente es el siguiente:

$$\Phi = 1.40 \text{ si el espesor } e < 0.20 \text{ m}$$

Carga de multitud compacta $P_v = 365 + 80000000 / (L^3 + L^2 \times 50 + 334.000) \text{ Kg/m}^2$

En la medida que L aumenta, la sobrecarga debida a multitud compacta se reduce. Esto obliga a realizar varios cálculos comparativos, cargando un solo tramo, dos tramos y tres tramos, como sucede en este caso de un puente losa continuo. Vamos a definir las luces de cálculo:

$$L_1 = 10.00 \text{ m} + 0.60 \text{ m} \times 0.5 + 0.35 \text{ m} \times 0.50 = 10.475 \text{ m} \text{ (Tramo Externo)}$$

$$L_2 = 10.00 \text{ m} + 0.35 \text{ m} \times 0.5 + 0.35 \text{ m} \times 0.50 = 10.350 \text{ m} \text{ (Tramo Interno)}$$

$$L_3 = 10.00 \text{ m} + 0.35 \text{ m} \times 0.5 + 0.60 \text{ m} \times 0.50 = 10.475 \text{ m} \text{ (Tramo Externo)}$$

$$L_1 + L_2 = 10.475 \text{ m} + 10.350 \text{ m} = 20.825 \text{ m}$$

$$L_1 + L_3 = 10.475 \text{ m} + 10.475 \text{ m} = 20.950 \text{ m}$$

$$L_1 + L_2 + L_3 = 10.475 \text{ m} + 10.350 \text{ m} + 10.475 \text{ m} = 31.30 \text{ m}$$

Para determinar las máximas solicitudes, es necesario ubicar la sobrecarga de multitud compacta en distintos tramos (sea contiguos, alternados o totales), según el tipo de solicitud a considerar. Las posibles alternativas son las siguientes:

Máximo Momento De Tramo:

Caso 1: Carga de multitud compacta Tramos Externos ($L_1 + L_3$) = 584.09 Kg/m^2

Caso 2: Carga de multitud compacta Tramo Interno (L_2) = 599.97 Kg/m^2

Máximo Momento De Apoyo y Cortes:

Caso 3: Carga de multitud compacta Tramos Contiguos ($L_1 + L_2$) = 584.09 Kg/m^2

Caso 4: Carga de multitud compacta todos los Tramos ($L_1+L_2+L_3$) = 558.40 Kg/m^2

Carga de multitud por vereda = 400 Kg/m^2 (Sin Coeficiente de Impacto)

Sobrecargas concentradas: Ancho de Calzada = 8.30 m. Para el cálculo estático se toma una aplanadora por cada faja de circulación que disponga el puente. Se considera como faja de circulación un ancho mínimo de 3.00 m según lo reglamentado por la D.N.V. En nuestro caso tenemos 2 fajas de circulación. Una simplificación de interés práctico consiste en admitir que la sobrecarga de multitud compacta se aplica en toda la faja de circulación, aún en los lugares donde se ubica la aplanadora. En estas condiciones, la carga de las aplanadoras se reduce en función de la superficie que ocupan las mismas y la intensidad de la sobrecarga de multitud compacta.

Aplanadora A-30

Ancho de Calzada = 8.30 m

Caso 1 = Caso 3:

$$P = 2 \times (30.000 \text{ Kg.} - 2.50 \text{ m} \times 6.00 \text{ m} \times 584.09 \text{ Kg/m}^2) = 42477.30 \text{ Kg.}$$

$$PD \text{ (Rodillos Delanteros)} = 18265.24 \text{ Kg. (2 Rodillos Delanteros)}$$

$$PT \text{ (Rodillos Traseros)} = 24212.06 \text{ Kg. (4 Rodillos Traseros)}$$

Caso 2:

$$P = 2 \times (30.000 \text{ Kg.} - 2.50 \text{ m} \times 6.00 \text{ m} \times 599.97 \text{ Kg/m}^2) = 42000.90 \text{ Kg.}$$

$$PD \text{ (Rodillos Delanteros)} = 18060.39 \text{ Kg. (2 Rodillos Delanteros)}$$

$$PT \text{ (Rodillos Traseros)} = 23940.51 \text{ Kg. (4 Rodillos Traseros)}$$

Caso 4:

$$P = 2 \times (30.000 \text{ Kg.} - 2.50 \text{ m} \times 6.00 \text{ m} \times 558.40 \text{ Kg/m}^2) = 43248.00 \text{ Kg.}$$

$$PD (\text{Rodillos Delanteros}) = 18596.64 \text{ Kg. (2 Rodillos Delanteros)}$$

$$PT (\text{Rodillos Traseros}) = 24651.36 \text{ Kg. (4 Rodillos Traseros)}$$

3.3.- FRENADO Y ACCELERACIÓN

Según reglamento de la D.N.V., el frenado de los vehículos se considera aplicando una fuerza horizontal en el plano del tablero, calculada como 1/25 de una carga de multitud compacta aplicada sobre todo el largo y ancho de la calzada, la cual no será menor al 15 % del peso obtenido ubicando una aplanadora en cada faja de circulación:

$$H1 = 1/25 \times 584.09 \text{ Kg/m}^2 \times 8.30 \text{ m} \times 31.30 \text{ m} = 6069.63 \text{ Kg.}$$

$$H2 = 0.15 \times 30.000 \text{ Kg.} \times 2 = 9000 \text{ Kg.}$$

Podemos observar que la carga debido al 15 % del peso de las aplanadoras por faja de circulación, es determinante respecto de la carga H1.

3.4.- OTRAS ACCIONES

Viento, Temperatura, Retracción, Empuje, Presión Hidrodinámica; se verán mas adelante.-

4.- CALCULO DE SOLICITACIONES Y DIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA TABLERO

4.1.- CALCULO DE SOLICITACIONES

Cargas Permanentes :

$$\text{Peso Propio} = 0.45 \text{ m} \times 2500 \text{ Kg/m}^3 = 1125 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga} = 0.05 \text{ m} \times 1500 \text{ Kg/m}^3 = 75 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Total} = 1125 \text{ Kg/m}^2 + 75 \text{ Kg/m}^2 = 1200 \text{ Kg/m}^2$$

4.1.1.- Momento Máximo de Tramo

4.1.1.1.- Sobrecarga Multitud Compacta Tramos Externos - Aplanadara A-30 Primer Tramo

$$\text{Cargas Permanentes: } 1200 \text{ Kg/m}^2 \times 8.30 \text{ m} = 9960.00 \text{ Kg/m} = 9.96 \text{ t/m}$$

$$\text{Multitud Compacta : } 589.04 \text{ Kg/m}^2 \times 8.30 \text{ m} \times 1.40 = 6787.17 \text{ Kg/m} = 6.79 \text{ t/m}$$

$$\text{Aplanadara A-30 : } 18265.24 \text{ Kg} \times 1.40 / 1000 \text{ Kg/t} = 25.58 \text{ t}$$

$$24212.06 \text{ Kg} \times 1.40 / 1000 \text{ Kg/t} = 33.89 \text{ t}$$

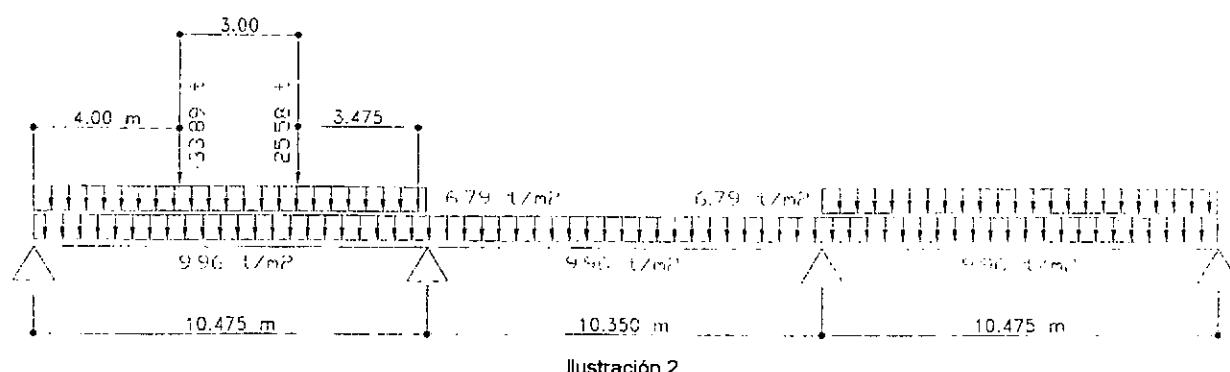


Ilustración 2

Los resultados fueron calculados y procesados por el PROGRAMA PPLAN DOS:

- (1) $M_{max,1} = 253.12 \text{ tm}$ Tramo 1 Ver planillas adjuntas
 $Q_{max,1} = 137.20 \text{ t}$ Tramo 1
 $F_{max,1} = 0.0127 \text{ m}$ Tramo 1

4.1.1.2.- Sobrecarga Multitud Compacta Tramo Interno - Aplanadara A-30 Segundo Tramo

Cargas Permanentes: $1200 \text{ Kg/m}^2 \times 8.30 \text{ m} = 9960.00 \text{ Kg/m} = 9.96 \text{ t/m}$

Multitud Compacta : $599.97 \text{ Kg/m}^2 \times 8.30 \text{ m} \times 1.40 = 6971.65 \text{ Kg/m} = 6.97 \text{ t/m}$

Aplanadora A-30 : $18060.39 \text{ Kg} \times 1.40 / 1000 \text{ Kg/t} = 25.28 \text{ t}$

$23940.51 \text{ Kg} \times 1.40 / 1000 \text{ Kg/t} = 33.52 \text{ t}$

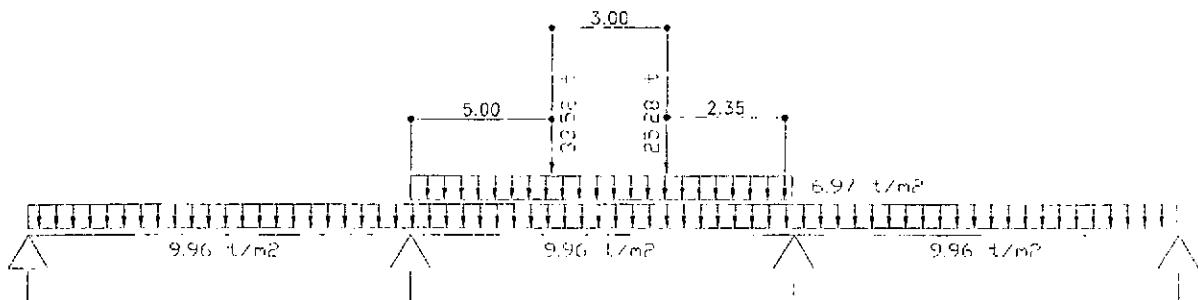


Ilustración 3

Los resultados fueron calculados y procesados por el PROGRAMA PPLAN DOS:

$$M_{max_1} = 152.74 \text{ tm} \quad \text{Tramo 2} \quad \text{Ver planillas adjuntas}$$

$$Q_{max_1} = 188.40 \text{ t} \quad \text{Tramo 2}$$

$$F_{max_1} = 0.0059 \text{ m} \quad \text{Tramo 2}$$

Hipótesis determinante para el dimensionamiento del tramo punto 4.1.1.1

Los momentos Transversales positivos M_y (según Fritz Leonhardt, Tomo VI, Página 116) son máximos cerca de $L/2$ y disminuyen hacia los apoyos, en general y con suficiente aproximación puede tomarse $M_y = 0.20 M_{max}$ de la Sobrecarga Aplanadora A-30. Su verificación es suficiente en $L/2$. Los momentos m_y son generados por las cargas puntuales del peso de la aplanadora, no siendo su deformada cilíndrica entre apoyos:

$$M_{max\text{tramo}} = 0.20 \times M_{max} = 0.20 \times 36.28\% \times 253.12 \text{ tm} / 100 = 18.36 \text{ tm} \quad (2)$$

Porcentaje calculado por PPlan

4.1.2.- Momento Máximo de Apoyo

4.1.2.1.- Sobrecarga Multitud Compacta Tramos 1 y 2 - Aplanadara A-30 Primer Tramo

Cargas Permanentes: $1200 \text{ Kg/m}^2 \times 8.30 \text{ m} = 9960.00 \text{ Kg/m} = 9.96 \text{ t/m}$

Multitud Compacta : $589.04 \text{ Kg/m}^2 \times 8.30 \text{ m} \times 1.40 = 6787.17 \text{ Kg/m} = 6.79 \text{ t/m}$

Aplanadora A-30 : $18265.24 \text{ Kg} \times 1.40 / 1000 \text{ Kg/t} = 25.58 \text{ t}$

$24212.06 \text{ Kg} \times 1.40 / 1000 \text{ Kg/t} = 33.89 \text{ t}$

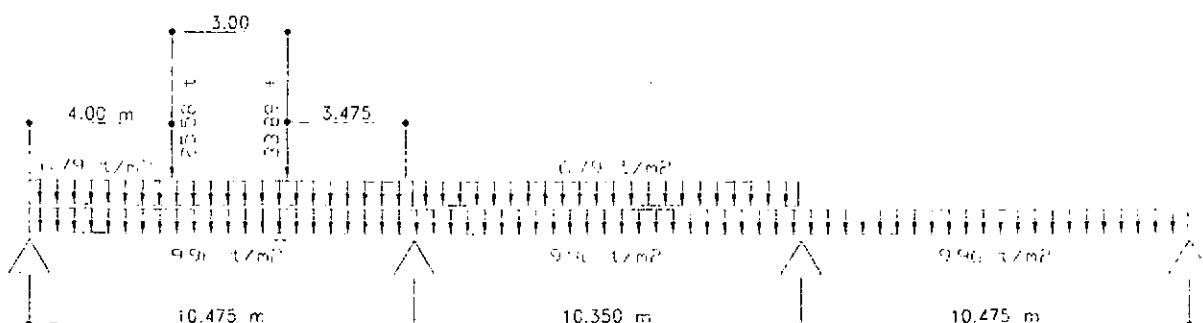


Ilustración 4

Los resultados fueron calculados y procesados por el PROGRAMA PPLAN DOS:

$$(3) \quad M_{max_2} = -253.10 \text{ tm} \quad \text{Tramo 1} \quad \text{Ver planillas adjuntas}$$

$$Q_{max_2} = 144.31 \text{ t} \quad \text{Tramo 1}$$

$$F_{max_2} = 0.0109 \text{ m} \quad \text{Tramo 1}$$

4.1.2.2.- Sobrecarga Multitud Compacta Tramos 1, 2 y 3 - Aplanadara A-30 Primer Tramo

Cargas Permanentes: $1200 \text{ Kg/m}^2 \times 8.30 \text{ m} = 9960.00 \text{ Kg/m} = 9.96 \text{ t/m}$
 Multitud Compacta : $558.40 \text{ Kg/m}^2 \times 8.30 \text{ m} \times 1.40 = 6488.61 \text{ Kg/m} = 6.49 \text{ t/m}$
 Aplanadora A-30 : $18596.64 \text{ Kg} \times 1.40 / 1000 \text{ Kg/t} = 26.04 \text{ t}$
 $24651.36 \text{ Kg} \times 1.40 / 1000 \text{ Kg/t} = 34.51 \text{ t}$

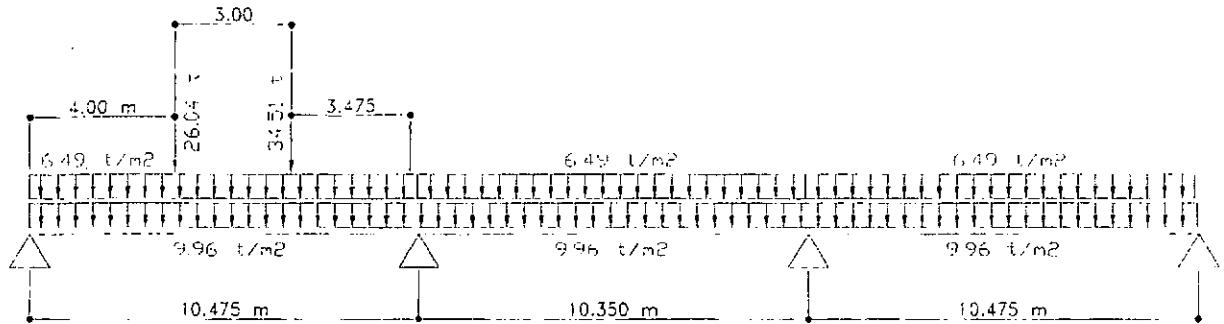


Ilustración 5

$$M_{max_2} = -238.40 \text{ tm} \quad \text{Tramo 1} \quad \text{Ver planillas adjuntas}$$

$$Q_{max_2} = 141.94 \text{ t} \quad \text{Tramo 1}$$

$$F_{max_2} = 0.0113 \text{ m} \quad \text{Tramo 1}$$

Hipótesis determinante para el dimensionamiento del tramo punto 4.1.2.1

4.1.3.- Corte Máximo - Apoyo Pila

Cargas Permanentes: $1200 \text{ Kg/m}^2 \times 8.30 \text{ m} = 9960.00 \text{ Kg/m} = 9.96 \text{ t/m}$
 Multitud Compacta : $589.04 \text{ Kg/m}^2 \times 8.30 \text{ m} \times 1.40 = 6787.17 \text{ Kg/m} = 6.79 \text{ t/m}$
 Aplanadora A-30 : $18265.24 \text{ Kg} \times 1.40 / 1000 \text{ Kg/t} = 25.58 \text{ t}$
 $24212.06 \text{ Kg} \times 1.40 / 1000 \text{ Kg/t} = 33.89 \text{ t}$

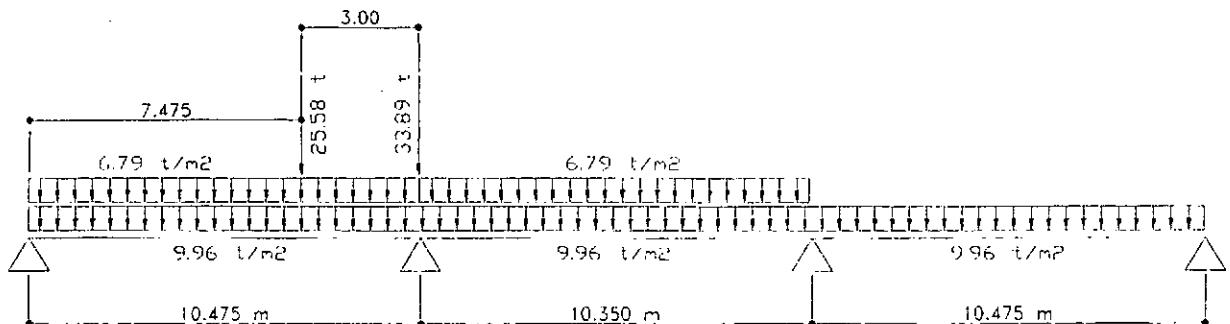


Ilustración 6

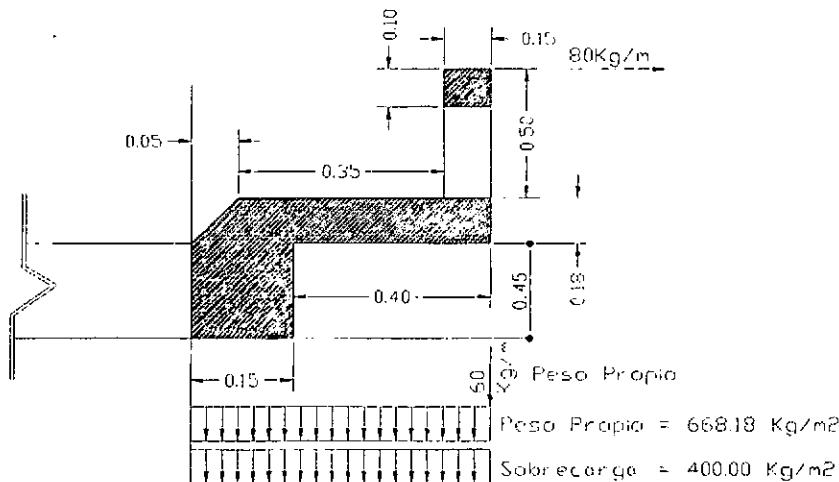
$$M_{max_3} = -219.60 \text{ tm} \quad \text{Tramo 1} \quad \text{Ver planillas adjuntas}$$

(4) $Q_{max_3} = 160.84 \text{ t} \quad \text{Tramo 1}$

$$F_{max_3} = 0.0082 \text{ m} \quad \text{Tramo 1}$$

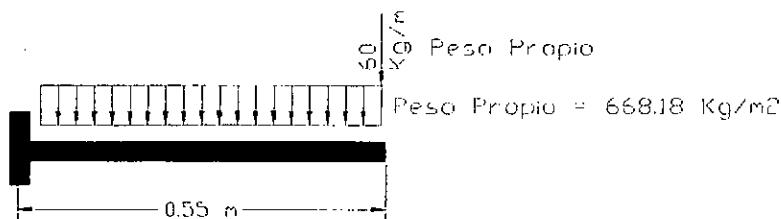
4.1.4.- Acción de la Baranda y la Vereda Sobre la Losa Tablero

Según reglamento de la D.N.V. página 9, para el cálculo del tablero del puente se considerará una fuerza horizontal de 80 kg./m lineal de baranda aplicada a la altura del pasamano y en sentido normal al mismo:



Vamos a descomponer los estados de carga e idealizar la estructura:

Peso Propio:



$$(0.15 \text{ m} \times 0.45 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} + 0.18 \text{ m} \times 0.525 \text{ m} \times 1.00 \text{ m}) \times 2500 \text{ Kg/m}^3 = 367.50 \text{ Kg.}$$

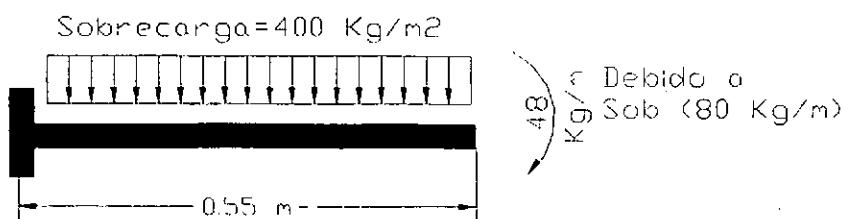
$$367.50 \text{ Kg.} / (1.00 \text{ m} \times 0.55 \text{ m}) = 668.18 \text{ Kg/m}^2$$

$$((0.15 \text{ m} \times 0.10 \text{ m} \times 1.00 \text{ m}) + (0.40 \text{ m} \times 0.15 \text{ m} \times 0.15 \text{ m})) \times 2500 \text{ Kg/m}^3 = 60 \text{ Kg./m}$$

$$\text{Map} = 60 \text{ Kg./m} \times 0.55 \text{ m} + 668.18 \text{ Kg/m}^2 \times (0.55 \text{ m})^2 / 2 = -134.06 \text{ Kgm/m}$$

$$\text{Qap} = 60 \text{ Kg./m} + 668.18 \text{ Kg/m}^2 \times 0.55 \text{ m} = 427.50 \text{ Kg./m}$$

Sobrecarga:



$$\text{Map} = 48 \text{ Kgm/m} + 400 \text{ Kg/m}^2 \times (0.55 \text{ m})^2 / 2 = -108.50 \text{ Kgm/m}$$

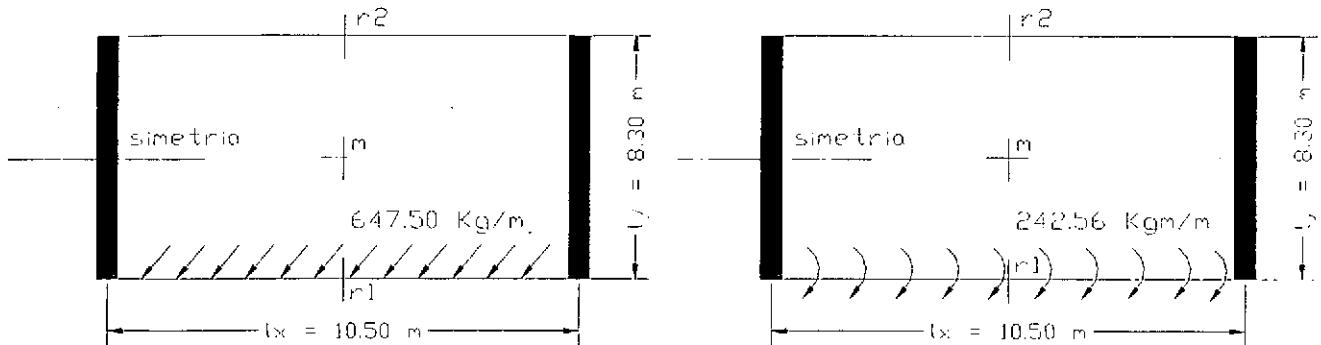
$$\text{Qap} = 400 \text{ Kg/m}^2 \times 0.55 \text{ m} = 220 \text{ Kg./m}$$

El Estado Determinante en la zona de Baranda es: Peso Propio + Sobrecarga

$$\text{Map max} = 134.06 \text{ Kgm/m} + 108.50 \text{ Kgm/m} = -242.56 \text{ Kgm/m} \quad (5)$$

$$\text{Qap max} = 427.50 \text{ Kg/m} + 220 \text{ Kg/m} = 647.50 \text{ Kg/m} \quad (6)$$

Debido a las solicitudes originadas por la baranda en los apoyos libres, es necesario calcular las solicitudes por las mismas provocadas en el resto de la losa (centros y apoyos). Para tales efectos utilizamos las tablas de ERTÜRK:



$$S = 10.50 \text{ m} \times 647.50 \text{ Kg./m} = 6798.75 \text{ Kg.}$$

$$\mu = 242.56 \text{ Kgm/m}$$

Momentos debido a Qy originados por baranda y vereda:

$$Mr1x = Mr2x = (0.263 + 0.083) \times 6798.75 \text{ Kg.} = 2352.37 \text{ Kgm/m}$$

$$Mr1y = Mr2y = 0$$

$$Mmx = 2 \times (0.147) \times 6798.75 \text{ Kg.} = 1998.83 \text{ Kgm/m}$$

$$Mmy = 2 \times (-0.038) \times 6798.75 \text{ Kg.} = -516.71 \text{ Kgm/m}$$

Momentos debido a My originados por baranda y vereda:

$$Mr1x = Mr2x = (0.317 - 0.117) \times 242.56 \text{ Kg.} = 48.51 \text{ Kgm/m}$$

$$Mr1y = Mr2y = -1.0 \times 242.56 \text{ Kgm/m} = -242.56 \text{ Kgm/m}$$

$$Mmx = 2 \times (-0.054) \times 242.56 \text{ Kgm/m} = -26.20 \text{ Kgm/m}$$

$$Mmy = 2 \times (-0.229) \times 242.56 \text{ Kgm/m} = -111.09 \text{ Kgm/m}$$

$$\Sigma Mr1x = \Sigma Mr2x = 2352.37 \text{ Kgm/m} + 48.51 \text{ Kgm/m} = 2400.88 \text{ Kgm/m (7)}$$

$$\Sigma Mr1y = \Sigma Mr2y = -242.56 \text{ Kgm/m}$$

$$\Sigma Mmx = 1998.83 \text{ Kgm/m} - 26.20 \text{ kgm/m} = 1952.63 \text{ Kgm/m}$$

$$\Sigma Mmy = (-516.71 \text{ Kgm/m} - 111.091 \text{ Kgm/m}) = -627.80 \text{ Kgm/m}$$

Vamos a calcular las solicitudes totales para el dimensionamiento de la losa:

(1) (7)

Momento: De tramo: $Mx_{max} = 253.12 \text{ tm} / 8.30 \text{ m} + 2.40 \text{ tm/m} = 32.90 \text{ tm/m}$

$$My_{max} = 18.36 \text{ tm} / 8.30 \text{ m} = 2.21 \text{ tm/m (2)}$$

(3)

De Apoyo: $Mx_{max} = 253.10 \text{ tm} / 8.30 \text{ m} = 30.49 \text{ tm/m}$

(5)

Borde Libre : $My_{max} = -0.24 \text{ tm/m}$

(4)

Corte: $Qx_{max} = 160.84 \text{ t} / 8.30 \text{ m} = 19.38 \text{ t/m}$

(6)

$Qy_{max} = 0.65 \text{ t/m}$

Normal $N_{max} = -63.79 \text{ t} / 8.30 \text{ m} = -7.69 \text{ t/m (reacción apoyo elástico estribo)}$

4.2.- DIMENSIONAMIENTO

Materiales: Hormigón H-21 $\beta_r = 175 \text{ Kg/cm}^2$
Acero ADN-420 $\beta_s = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Recubrimiento de Armaduras : 0.02 m

Dimensiones pre-definidas : $d = 0.48 \text{ m}$ (Se aumenta 3 cm, el corte es determinante)
 $h = 0.46 \text{ m}$

Verificación al corte:

$$\tau = Qx_{max} / (b_0 \times z) = 19380.00 \text{ Kg/m} (100 \text{ cm} \times 0.85 \times 46 \text{ cm}) = 4.96 \text{ Kg/cm}^2$$
$$\tau = 4.96 \text{ Kg/cm}^2 < \tau_{0.11} = 5.00 \text{ Kg/cm}^2$$

Dimensionamiento a Flexión:

Tramo:

En dirección al eje del puente:

$$Kh_x = h \text{ (cm)} / \sqrt{M(tm/m) / 1.00m} = 46 \text{ cm} / \sqrt{32.90tm/m / 1.00m} = 8.02$$

$$K_s = 0.47$$

$$A_s = 32.90 \text{ tm/m} \times 0.47 / 0.46 \text{ m} = 33.62 \text{ cm}^2/\text{m} (1\phi 20 \text{ mm c/ 10 cm})$$

En dirección perpendicular al eje del puente:

$$Kh_y = h \text{ (cm)} / \sqrt{M(tm/m) / 1.00m} = (46 \text{ cm} - 2.00 \text{ cm}) / \sqrt{2.21tm/m / 1.00m} = 29.60$$

$$K_s = 0.43$$

$$A_s = 2.21 \text{ tm/m} \times 0.43 / 0.44 \text{ m} = 2.16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{rep} = 0.20 \times 33.62 \text{ cm}^2/\text{m} = 6.72 \text{ cm}^2/\text{m} (1\phi 12 \text{ mm c/ 17 cm} = 6.65 \text{ cm}^2/\text{m})$$

Apoyo:

En dirección al eje del puente:

$$Kh_x = h \text{ (cm)} / \sqrt{M(tm/m) / 1.00m} = 46 \text{ cm} / \sqrt{30.49tm/m / 1.00m} = 8.33$$

$$K_s = 0.47$$

$$A_s = 30.49 \text{ tm/m} \times 0.47 / 0.46 \text{ m} + 7.69 \text{ t/m} / 2.40 \text{ t/cm}^2 = 34.36 \text{ cm}^2/\text{m} (1\phi 20 \text{ mm c/ 10 cm})$$

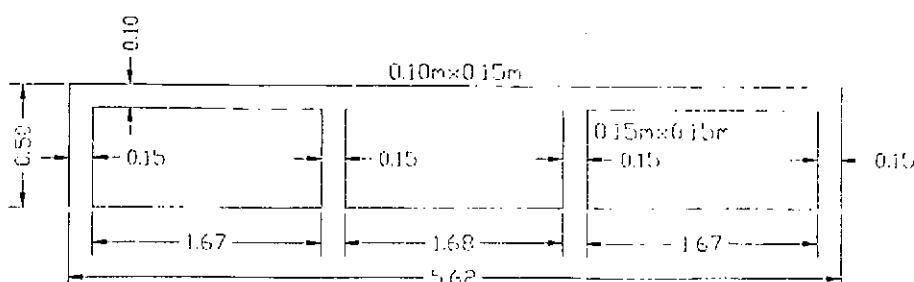
En dirección perpendicular al eje del puente:

$$A_s = 0.20 \times 34.36 \text{ cm}^2/\text{m} = 6.87 \text{ cm}^2/\text{m} (1\phi 12 \text{ mm c/ 17 cm} = 6.65 \text{ cm}^2/\text{m})$$

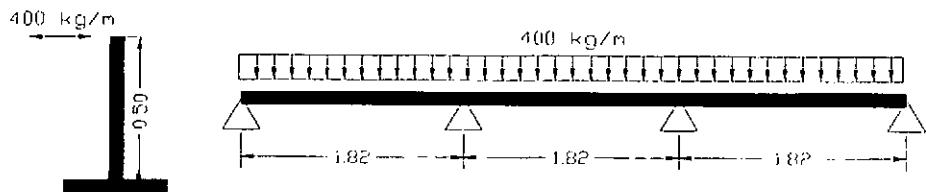
Para cubrir el momento superior en la dirección perpendicular al eje del puente en el borde libre, se respeta la misma cuantía que en los planos tipos A2 1φ 8 mm c/ 20 cm lanclaje = 0.40 m.-

5.- VERIFICACION BARANDA Y VEREDA

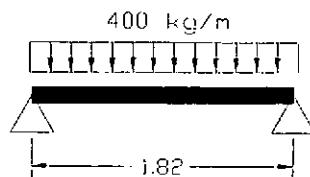
Según plano tipo N° 3805/A de la D.N.V., el esquema de una baranda para una luz de 5.00 m y una altura de pila o estribo de 6.00 m (peores condiciones), resulta:



De acuerdo con el reglamento de la D.N.V., página 9, la baranda debe calcularse para resistir una fuerza horizontal de 400 kg./m lineal aplicada a la altura del pasamano:



Para nuestro caso, luz 10.50 m, consideramos una luz máxima de 1.82 m, tal cual ocurre con la alcantarilla tipo A2 para una luz libre de 5.00 m y una altura de pila - estribo de 6.00 m, pero para simplificar el cálculo, calculamos un tramo de baranda isostáticamente apoyado:



$$M_{max} = q \times l^2 / 8 = 400 \text{ Kg./m} \times (1.82 \text{ m})^2 / 8 = 0.17 \text{ t/m}$$

$$Q_{max} = q \times l / 2 = 400 \text{ Kg./m} \times 1.82 \text{ m} / 2 = 0.36 \text{ t}$$

$$Kh = 13 \text{ cm} / \sqrt{0.17t / m / 0.10m} = 9.97 \quad Ks = 0.46$$

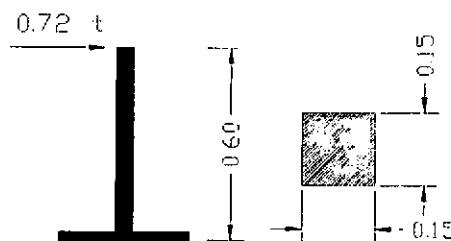
$$As = 0.17 \text{ tm/m} \times 0.46 / 0.13 \text{ m} = 0.60 \text{ cm}^2 \quad (2 \phi 12 \text{ mm } 2.26 \text{ cm}^2) \text{ [verifica]}$$

$$\tau = Qx_{max} / (bo \times z) = 360 \text{ Kg} / (10 \text{ cm} \times 0.85 \times 13 \text{ cm}) = 3.26 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau = 3.26 \text{ Kg/cm}^2 < \tau_{12} = 7.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Separación} = asb \times cst \times n / (bo \times \tau_B) = 0.28 \text{ cm}^2 \times 2400 \text{ Kg/cm}^2 \times 2 / (10 \text{ cm} \times 3.26 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\text{Separación} = 41 \text{ cm, se adopta } 1 \phi 6 \text{ mm c/ 15 cm}$$



$$M_{max} = P \times l \times 1.05 = 0.72 \text{ t} \times (0.60 \text{ m}) \times 1.05 = 0.45 \text{ t/m}$$

$$Q_{max} = 0.72 \text{ t}$$

$$Kh = 13 \text{ cm} / \sqrt{0.45t / m / 0.15m} = 7.51 \quad Ks = 0.47$$

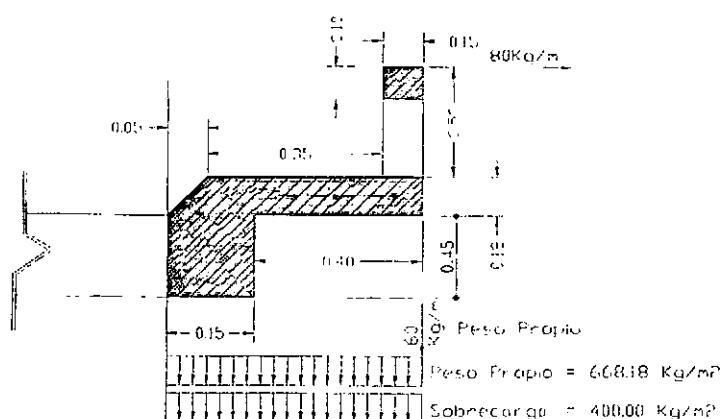
$$As = 0.45 \text{ tm/m} \times 0.47 / 0.13 \text{ m} = 1.63 \text{ cm}^2 \quad (2 \phi 12 \text{ mm } 2.26 \text{ cm}^2)$$

$$\tau = Qx_{max} / (bo \times z) = 720 \text{ Kg} / (15 \text{ cm} \times 0.85 \times 13 \text{ cm}) = 4.34 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau = 4.34 \text{ Kg/cm}^2 < \tau_{12} = 7.50 \text{ Kg/cm}^2$$

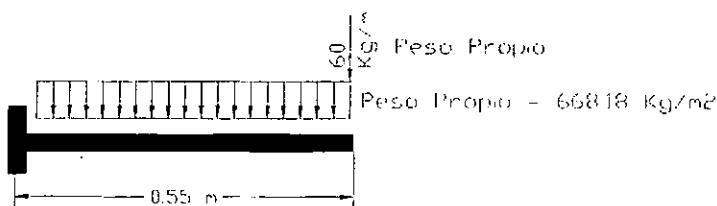
$$\text{Separación} = asb \times cst \times n / (bo \times \tau_B) = 0.28 \text{ cm}^2 \times 2400 \text{ Kg/cm}^2 \times 2 / (15 \text{ cm} \times 4.34 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\text{Separación} = 20.65 \text{ cm, se adopta } 1 \phi 6 \text{ mm c/ 15 cm}$$



Vamos a descomponer los estados de carga e idealizar la estructura:

Peso Propio:



$$(0.15 \text{ m} \times 0.45 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} + 0.18 \text{ m} \times 0.525 \text{ m} \times 1.00 \text{ m}) \times 2500 \text{ Kg/m}^3 = 367.50 \text{ Kg.}$$

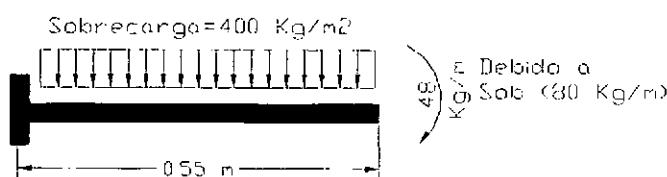
$$367.50 \text{ Kg.} / (1.00 \text{ m} \times 0.55 \text{ m}) = 668.18 \text{ Kg/m}^2$$

$$((0.15 \text{ m} \times 0.10 \text{ m} \times 1.00 \text{ m}) + (0.40 \text{ m} \times 0.15 \text{ m} \times 0.15 \text{ m})) \times 2500 \text{ Kg/m}^3 = 60 \text{ Kg./m}$$

$$\text{Map} = 60 \text{ Kg./m} \times 0.55 \text{ m} + 668.18 \text{ Kg/m}^2 \times (0.55 \text{ m})^2 / 2 = -134.06 \text{ Kgm/m}$$

$$\text{Qap} = 60 \text{ Kg./m} + 668.18 \text{ Kg/m}^2 \times 0.55 \text{ m} = 427.50 \text{ Kg./m}$$

Sobrecarga:



$$\text{Map} = 48 \text{ Kgm/m} + 400 \text{ Kg/m}^2 \times (0.55 \text{ m})^2 / 2 = -108.50 \text{ Kgm/m}$$

$$\text{Qap} = 400 \text{ Kg/m}^2 \times 0.55 \text{ m} = 220 \text{ Kg./m}$$

El Estado Determinante en la zona de Baranda es: Peso Propio + Sobrecarga

$$\text{Map max} = 134.06 \text{ Kgm/m} + 108.50 \text{ Kgm/m} = -242.56 \text{ Kgm/m}$$

$$\text{Qap max} = 427.50 \text{ Kg/m} + 220 \text{ Kg/m} = 647.50 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Nmax} = +80 \text{ Kg/m}$$

$$Kh = 16 \text{ cm} / \sqrt{0.243 \text{ tm} / \text{m} / 1.00 \text{ m}} = 32.46 \quad Ks = 0.43$$

$$As = 0.243 \text{ tm/m} \times 0.43 / 0.16 \text{ m} = 0.65 \text{ cm}^2 \quad (1 \phi 8 \text{ mm c/ 20 cm}) [\text{verifica}]$$

$$\tau = Qx_{\text{max}} / (b_0 \times z) = 647.50 \text{ Kg/m} / (100 \text{ cm} \times 0.85 \times 16 \text{ cm}) = 0.48 \text{ Kg/m cm}^2$$

$$\tau = 0.48 \text{ Kg/cm}^2 < \tau_{\text{tol}} = 5.00 \text{ Kg/cm}^2$$

6.- REACCIONES DE APOYOS

6.1.- REACCIONES VERTICALES

6.1.1.- DEBIDO A PESO PROPIO Y A SOBRECARGA PERMANENTE

ESTRIBOS:

$$\text{Cargas Permanentes: } 1200 \text{ Kg/m}^2 \times 8.30 \text{ m} = 9960.00 \text{ Kg/m} = 9.96 \text{ t/m}$$

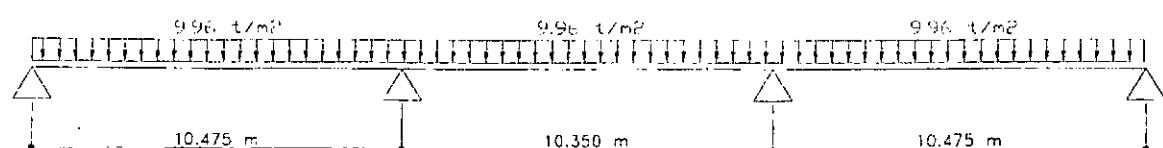


Ilustración 7

Los resultados fueron calculados y procesados por el PROGRAMA PPLAN DOS:

$$R_{max1E} = -41.86 \text{ t} \quad \text{Apoyo 1} \quad \text{Ver planillas adjuntas}$$

PILA:

Cargas Permanentes: $1200 \text{ Kg/m}^2 \times 8.30 \text{ m} = 9960.00 \text{ Kg/m} = 9.96 \text{ t/m}$

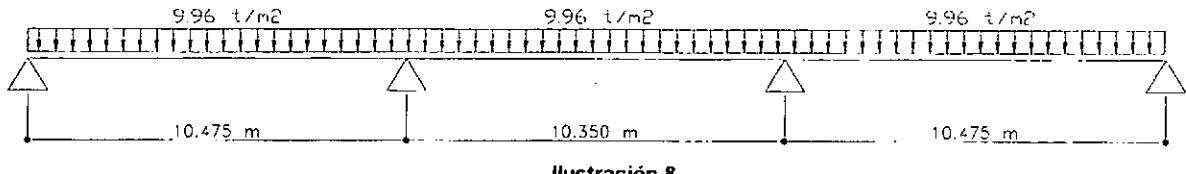


Ilustración 8

Los resultados fueron calculados y procesados por el PROGRAMA PPLAN DOS:

$$R_{max1P} = -114.08 \text{ t} \quad \text{Apoyo 2} \quad \text{Ver planillas adjuntas}$$

6.1.2.- DEBIDO A SOBRECARGAS DE USO O ACCIDENTALES

Para el dimensionamiento de Pilas y Estriplos (estructura media), consideramos las cargas móviles y multitud compacta con impacto vertical, no así para dimensionar la infraestructura.-

ESTRIBOS:

Multitud Compacta : $558.40 \text{ Kg/m}^2 \times 8.30 \text{ m} \times 1.40 = 6488.61 \text{ Kg/m} = 6.49 \text{ t/m}$

Aplanadora A-30 : $18596.64 \text{ Kg} \times 1.40 / 1000 \text{ Kg/t} = 26.04 \text{ t}$

$24651.36 \text{ Kg} \times 1.40 / 1000 \text{ Kg/t} = 34.51 \text{ t}$

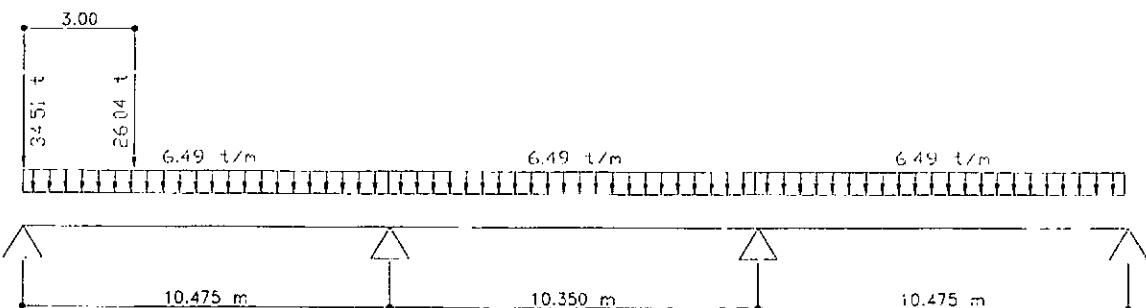


Ilustración 9

$$R_{max2E} = -78.54 \text{ t} \quad \text{Apoyo 1} \quad \text{Ver planillas adjuntas}$$

PILAS:

Multitud Compacta : $589.04 \text{ Kg/m}^2 \times 8.30 \text{ m} \times 1.40 = 6787.17 \text{ Kg/m} = 6.79 \text{ t/m}$

Aplanadora A-30 : $18265.24 \text{ Kg} \times 1.40 / 1000 \text{ Kg/t} = 25.58 \text{ t}$

$24212.06 \text{ Kg} \times 1.40 / 1000 \text{ Kg/t} = 33.89 \text{ t}$

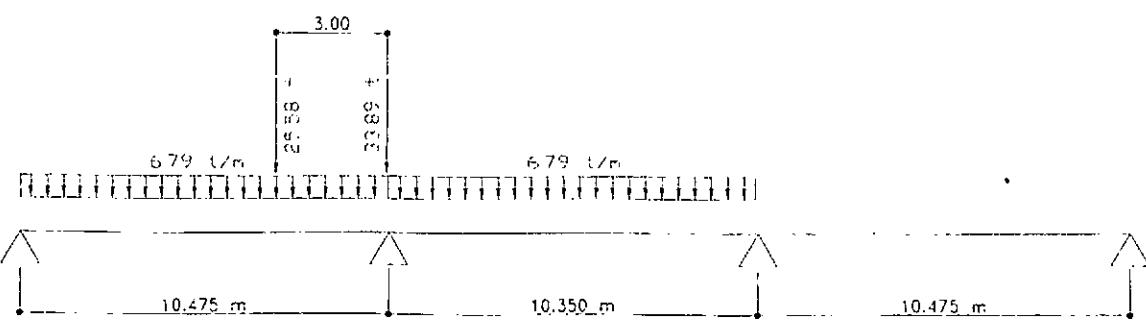


Ilustración 10

Los resultados fueron calculados y procesados por el PROGRAMA PPLAN DOS:

$$R_{max,2P} = -142.55 \text{ t} \quad \text{Apoyo 2} \quad \text{Ver planillas adjuntas}$$

6.2.- REACCIONES HORIZONTALES

6.2.1. FUERZAS DE FRENADO

Según reglamento de la D.N.V., el frenado de los vehículos se considera aplicando una fuerza horizontal en el plano del tablero calculada como la 1/25 de una carga de multitud compacta sin impacto vertical aplicada sobre todo el largo del tablero y ancho de la calzada. No deberá tomarse una fuerza horizontal menor al 15% del peso obtenido ubicando una aplanadora en cada faja de circulación sin impacto vertical.

$$H_1 = 1/25 \times 584.09 \text{ Kg/m}^2 \times 8.30 \text{ m} \times 31.30 \text{ m} = 6069.63 \text{ Kg}$$

$$H_2 = 0.15 \times 30.000 \text{ Kg} \times 2 = 9000 \text{ Kg} \quad (\text{determinante})$$

Para nuestro caso, la peor situación se da con la carga H_2 correspondiente al 15% del peso de la aplanadora por cada faja de circulación.-

Distribución de esfuerzos horizontales por acciones directas: Cuando actúa una fuerza horizontal H , ésta se distribuye entre todas las pilas y los estribos. Si se desprecian las deformaciones de la superestructura (Tablero considerado axialmente de rigidez infinita), en todos los apoyos se producen iguales desplazamientos. Vamos a calcular las rigideces de cada uno de los elementos de la estructura media:

Estríbos:

$$I_x \{ \text{Inercia} \} = b \times h^3 / 12 = 830 \text{ cm} \times (60 \text{ cm})^3 / 12 = 14940000 \text{ cm}^4$$

$$K_E \{ \text{Rigidez} \} = 3 \times E \times I_x / h^3 = 3 \times 250000 \text{ Kg/cm}^2 \times 14940000 \text{ cm}^4 / (600 \text{ cm})^3$$

$$K_E \{ \text{Rigidez} \} = 51875 \text{ Kg/cm}$$

Para un desplazamiento $\Delta = 0.1 \text{ cm}$, se introduce una fuerza:

$$H_E = \Delta \times K_E = 0.10 \text{ cm} \times 51875 \text{ Kg/cm} = 5187.50 \text{ Kg}$$

Pilas:

$$I_x \{ \text{Inercia} \} = b \times h^3 / 12 = 830 \text{ cm} \times (35 \text{ cm})^3 / 12 = 2965521 \text{ cm}^4$$

$$K_E \{ \text{Rigidez} \} = 3 \times E \times I_x / h^3 = 3 \times 250000 \text{ Kg/cm}^2 \times 2965521 \text{ cm}^4 / (600 \text{ cm})^3$$

$$K_E \{ \text{Rigidez} \} = 10296.95 \text{ Kg/cm}$$

Para un desplazamiento $\Delta = 0.1 \text{ cm}$, se introduce una fuerza:

$$H_E = \Delta \times K_E = 0.10 \text{ cm} \times 10296.95 \text{ Kg/cm} = 1029.69 \text{ Kg}$$

$$H = \{ \text{Rigidez Total del Sistema} \} = 2 \times H_E + 2 \times H_P = 2 \times 5187.50 \text{ Kg} + 2 \times 1029.69 \text{ Kg} = \\ H = 12434.39 \text{ Kg}$$

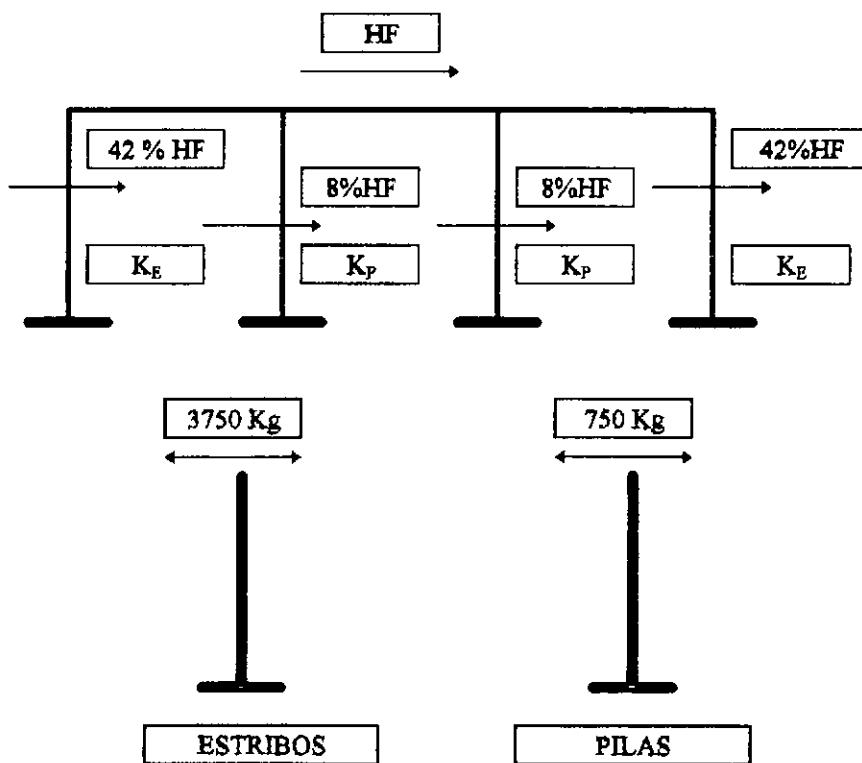
Distribución de Esfuerzos de Frenado según Rigideces:

$$H_{FE} \{ \text{Esfuerzo de Frenado Estribo} \} = H_2 \times H_E / H$$

$$H_{FE} = 9000 \text{ Kg} \times 5187.50 \text{ Kg} / 12434.39 \text{ Kg} = 3754.71 \text{ Kg} = 3.75 \text{ t}$$

$$H_{FP} \{ \text{Esfuerzo de Frenado Pila} \} = H_2 \times H_P / H$$

$$H_{FP} = 9000 \text{ Kg} \times 1029.69 \text{ Kg} / 12434.39 \text{ Kg} = 745.29 \text{ Kg} = 0.75 \text{ t}$$



6.2.2.- ACORTAMIENTOS DEL TABLERO

Los esfuerzos introducidos en la estructura media por variaciones de longitud del tablero son debido a: Fluencia lenta, Temperatura y Retracción por Fragüe del hormigón.

Distibución: Esfuerzos Horizontales: Acciones Indirectas: Bajo deformaciones impuestas (temperatura, retracción, fluencia lenta), el tablero se alarga o se acorta. Dada la unión de este con la estructura intermedia, las pilas y los estribos reciben acciones horizontales. Si se considera al baricentro de las pilas y los estribos como punto de desplazamiento nulo, el desplazamiento en correspondencia con cada apoyo resulta:

$$\Delta_i = x_i \times \delta$$

x_i = distancia de los apoyos respecto del punto indesplazable

δ = coeficiente de proporcionalidad

Relacionando desplazamientos con fuerzas a travez de las rigideces, resulta:

$$H_i = K_i \times \Delta_i$$

H_i = Fuerza horizontal en correspondencia con cada elemento

K_i = Rigidez del elemento considerado

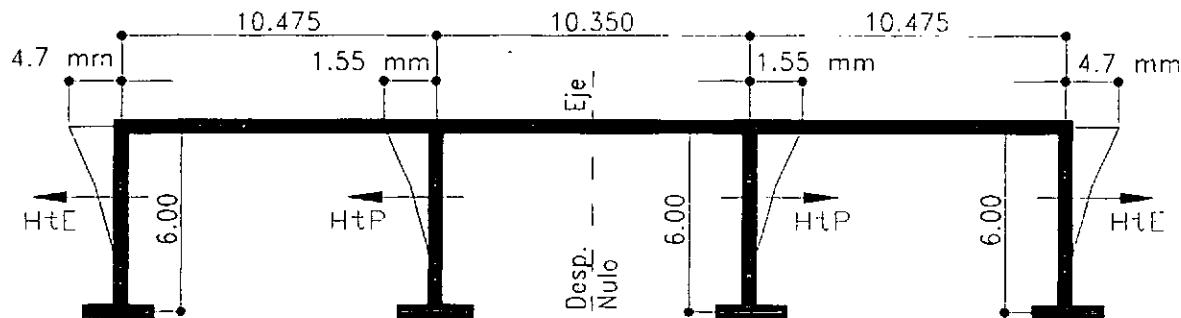
6.2.2.a.- Fluencia Lenta: Por fluencia lenta (Creep) se entiende el incremento en la deformación en función del tiempo. Este fenómeno tiene incidencia en el caso de estructuras pretensadas, o bien solicitadas a esfuerzos axiales de consideración, por lo cual se desprecia en nuestro caso..

6.2.2.b.- Temperatura: Para los cálculos, se supone que las diferencias de temperatura son uniformes en la estructura, salvo cuando la desigualdad de esas variaciones entre las distintas partes de la estructura es muy acentuada. El coeficiente de dilatación térmica para el hormigón armado puede establecerse en $1 \times 10^{-5} \text{ m}^{\circ}\text{C}$. La variación de temperatura en la estructura, causada por la variación de la misma en la atmósfera, depende de la ubicación geográfica de la obra. Según el reglamento de la Dirección Nacional de Vialidad se considera una variación de $+ - 30^{\circ}\text{C}$.

Estríbo:

$$\Delta l (d = 15.65 \text{ m}) = \alpha \times l \times \Delta t = 1 \times 10^{-5} \text{ m}/^\circ\text{C} \times 15.65 \text{ m} \times 30^\circ\text{C} = 4.70 \text{ mm}$$

$$H_{re} = 5187.50 \text{ Kg} \times 4.70 \text{ mm} / 1.00 \text{ mm} = +/-24381.25 \text{ Kg} = +/-24.38 \text{ t}$$



Pila:

$$\Delta l (d = 5.18 \text{ m}) = \alpha \times l \times \Delta t = 1 \times 10^{-5} \text{ m}/^\circ\text{C} \times 5.18 \text{ m} \times 30^\circ\text{C} = 1.55 \text{ mm}$$

$$H_{rp} = 1029.69 \text{ Kg} \times 1.55 \text{ mm} / 1.00 \text{ mm} = +/-1596.02 \text{ Kg} = +/-1.60 \text{ t}$$

6.2.2.c.- Retracción por Fragüe: El efecto de retracción, es un efecto térmico que puede asociarse a una contracción por temperatura. Para nuestro caso se toma el valor de la tabla 45, página 342 del Cirsoc 201, valor que para nuestro caso coincide con el adoptado por el reglamento de la D.N.V. Para la distribución de las acciones sobre pilas y estribos, valen las mismas consideraciones efectuadas en el punto anterior (efectos de temperatura):

Estríbo:

$$\Delta l (\text{luz} = 15.65 \text{ m}) = 15.65 \text{ m} \times 25 \times 10^{-5} \times 1000 = 3.91 \text{ mm}$$

$$H_{re} = 5187.50 \text{ Kg} \times 3.91 \text{ mm} / 1.00 \text{ mm} = -20283.13 \text{ Kg} = -20.28 \text{ t}$$

Pila:

$$\Delta l (\text{luz} = 5.18 \text{ m}) = 5.18 \text{ m} \times 25 \times 10^{-5} \times 1000 = 1.30 \text{ mm}$$

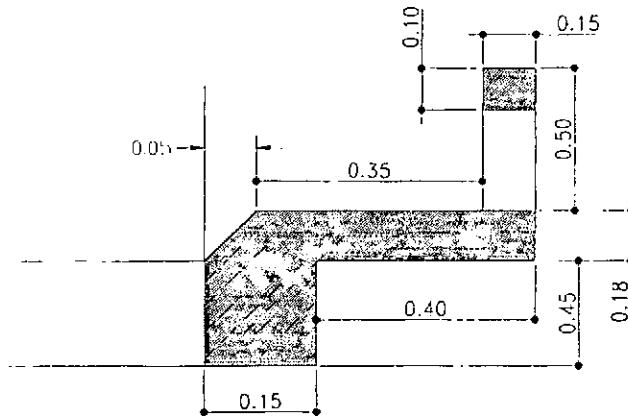
$$H_{rp} = 1029.69 \text{ Kg} \times 1.30 \text{ mm} / 1.00 \text{ mm} = -1338.60 \text{ Kg} = -1.34 \text{ t}$$

6.2.3.- PRESIÓN DEL VIENTO

Las normas estipulan las presiones del viento a considerar: Según norma D.N.V.:

Puente Vacío : 250 Kg/m²
Puente Cargado: 150 Kg/m²

Puente Vacío: En estructuras de alma llena, se toma la proyección vertical de la viga o losa y la parte del tablero que sobresale. Para la baranda se considera el travesaño superior como influencia. Aceptando que el tablero del puente es infinitamente rígido, la distribución de esfuerzos en las pilas y estribos se realiza considerando el caso de una chapa plana rígida soportada por un sistema de resortes paralelos, sometida a la acción de fuerzas actuantes en la dirección de los resortes. Para simplificar la formulación teórica de distribución de los esfuerzos transversales se utiliza una solución simplificada, atribuyendo a cada apoyo el esfuerzo transversal correspondiente a su área de influencia, la que queda comprendida entre los puntos medios de los tramos adyacentes:



$$\text{Estribo} = (0.45 \text{ m} + 0.18 \text{ m} + 0.10 \text{ m}) \times 10.475 \text{ m} \times 0.50 \times 250 \text{ Kg/m}^2 = 955.84 \text{ Kg} = 0.96 \text{ t}$$

$$\text{Pila} = (0.45 \text{ m} + 0.18 \text{ m} + 0.10 \text{ m}) \times 10.41 \text{ m} \times 250 \text{ Kg/m}^2 = 1899.83 \text{ Kg} = 1.90 \text{ t}$$

Puente Cargado: Se suma a las superficies calculadas anteriormente, la proyección vertical de la sobrecarga que sobresale del tablero. La superficie correspondiente a la sobrecarga móvil se considerará como una faja continua de 2.00 m de altura sobre el nivel de vereda o guarda rueda:

$$\text{Estribo} = (0.45 \text{ m} + 0.18 \text{ m} + 2.00 \text{ m}) \times 10.475 \text{ m} \times 0.50 \times 150 \text{ Kg/m}^2 = 2066.19 \text{ Kg} = 2.07 \text{ t}$$

$$\text{Pila} = (0.45 \text{ m} + 0.18 \text{ m} + 2.00 \text{ m}) \times 10.41 \text{ m} \times 150 \text{ Kg/m}^2 = 4106.75 \text{ Kg} = 4.11 \text{ t}$$

6.2.4.- ACCIONES SISMICAS:

Este puente esta ubicada en una zona donde la probabilidad de riesgo sísmico es nula.-

6.2.5.- PRESIÓN HIDRODINAMICA DEL AGUA

Dentro de las fuerzas a ser considerada en el dimensionamiento de las pilas de los puentes, y sus fundaciones, podemos incluir a aquellas debido a la presión del agua que escurre en el lecho del arroyo. La presión del agua en movimiento puede ser expresada mediante la siguiente fórmula:

$$ph (\text{ Kg/m}^2) = K \times v^2$$

K = coeficiente adimensional que depende de la forma de la pila

v = velocidad del agua en m/s

$$v \text{ adoptada} = 2.00 \text{ m/s}$$

K = 72 (pila rectangular)

$$ph = 72 \times (2.00 \text{ m/s})^2 = 288 \text{ Kg/m}^2$$

$$Ph = 288 \text{ Kg/m}^2 \times 0.35 \text{ m} = 100.80 \text{ Kg/m} = 0.10 \text{ t/m}$$

6.2.6.- EMPUJE DE SUELO

Sobre los estribos, existen empujes de suelo. Estos empujes sobre las estructuras son usualmente calculados con la fórmula de empuje activo de Rankine. Vamos a considerar los datos proporcionados por el estudio de suelo confeccionado por la Universidad Nacional del Litoral, Fundación Escuela Industrial Superior, Departamento Construcciones Hidráulicas, Laboratorio de Mecánica de Suelos:

$$\phi (\text{ ángulo de fricción interna }) = 11^\circ$$

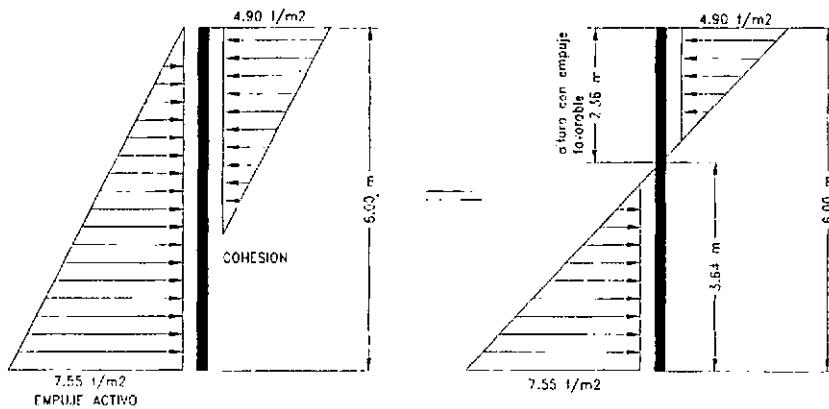
$$c (\text{ cohesión }) = 4.90 \text{ t/m}^2$$

$$\gamma t (\text{ peso específico del terreno }) = 1.85 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Profundidad} = 7.00 \text{ m}$$

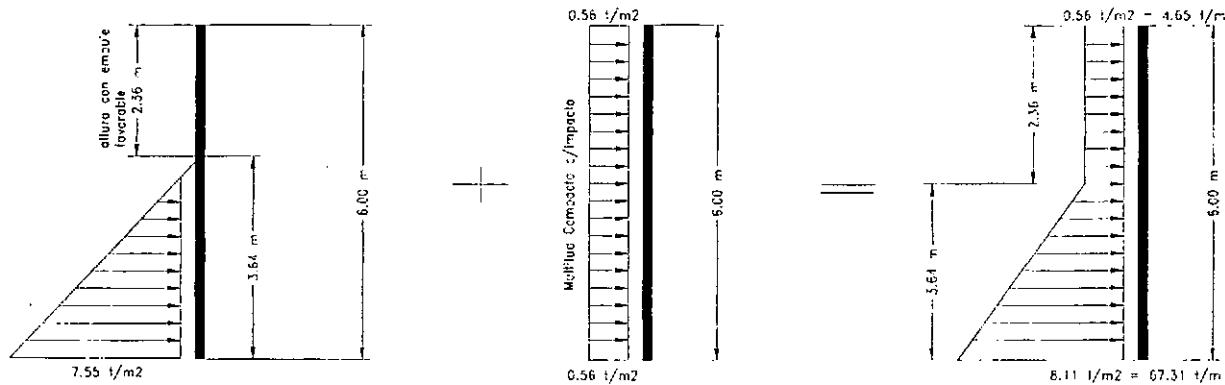
$$Cac (\text{ coeficiente de empuje activo}) = (1 - \operatorname{sen} \phi) / (1 + \operatorname{sen} \phi) = 0.68$$

$$ph = \gamma t \times Cac = 1.85 \text{ t/m}^3 \times 6.00 \text{ m} \times 0.68 = 7.55 \text{ t/m}^2$$



$$\text{Multitud Compacta} = 0.58 \text{ t/m}^2 \times 1.40 = 0.82 \text{ t/m}^2$$

$$Ph_a = C_{ac} \times \text{Multitud Compacta} = 0.68 \times 0.82 \text{ t/m}^2 = 0.56 \text{ t/m}^2$$



$$\text{Empuje Nivel Superior} = 0.56 \text{ t/m}^2 \times 8.30 \text{ m} = 4.65 \text{ t/m}$$

$$\text{Empuje Nivel Inferior} = 8.11 \text{ t/m}^2 \times 8.30 \text{ m} = 67.31 \text{ t/m}$$

7.- ESTADOS DE CARGA

ESTRIBOS:

Hipótesis 1: Acciones permanentes + Sobrecarga de uso + Empuje de suelo + Frenado + Temperatura + Retracción + Viento (Puente Cargado)

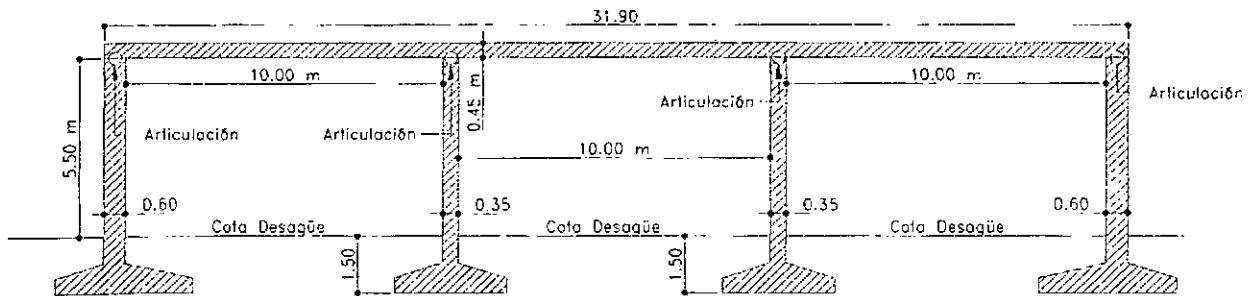
Hipótesis 2: Acciones permanentes + Empuje de suelo + Viento (Puente Vacío)

PILAS:

Hipótesis 1: Acciones permanentes + Sobrecarga de uso + Empuje hidrodinámico + Frenado + Temperatura + Retracción + Viento (Puente Cargado)

Hipótesis 2: Acciones permanentes + Empuje hidrodinámico + Viento (Puente Vacío)

Apoyos elásticos superiores: Debido a la rigidez frente al desplazamiento que ofrece el conjunto pila - estribo - tablero en los extremos superiores de las pilas y estribos, consideramos a estos extremos como apoyados en vínculos elásticos, cuyas rigideces son equivalentes a una estructura aporticada formada por un tablero continuo unidos a los elementos de la estructura media por articulaciones. El esquema estructural del puente es el siguiente:

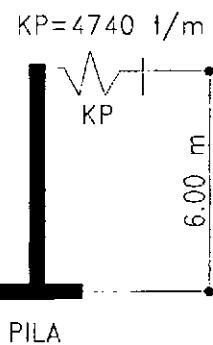
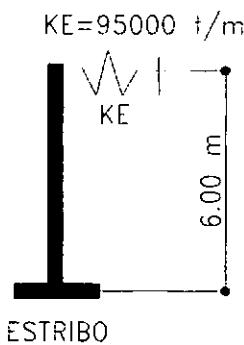


La razón por la cual no fué calculado el puente como una sola estructura según puede apreciarse en el esquema anterior, se debe a que el programa utilizado para el dimensionamiento del mismo (Pplan DOS) no aplica para estructuras articuladas TEORÍA DE SEGUNDO ORDEN.-

Las constantes elásticas de los apoyos superiores fueron obtenidas comparando para cada estado de carga, las solicitudes y deformaciones correspondientes. Pueden observarse en las planillas de resultados del mencionado programa, que las solicitudes obtenidas en iguales condiciones para ambas estructuras (sin aplicar teoría de segundo orden para el dimensionamiento) son exactamente iguales. De estos resultados se llegó a la conclusión que las constantes elásticas de los apoyos son las siguientes:

$$K_{ESTRIBOS} = 95000 \text{ t/m}$$

$$K_{PILAS} = 4740 \text{ t/m}$$



INFORMACIONES Y SOLICITACIONES

Proyecto : TABLERO PUENTE
 Hipotesis No. : 1 Maximo Momento de Tramo
 Unidades : TON M RAD
 Multitud Compacta Alternada

Nodo	Coord X	Coord Y	Desp X	Desp Y	Rotacion
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	-0.004213
2	10.480	0.000	0.000000	0.000000	0.002396
3	20.830	0.000	0.000000	0.000000	-0.001757
4	31.300	0.000	0.000000	0.000000	0.002928

No.	Ni	Nf	Mi	Qi	Ni	Mj	Qj	Nj
1	1	2	0.0000000	-97.80456	0.0000000	-203.4633	137.20543	0.0000000
2	2	3	-203.4633	-58.53003	0.0000000	-131.1475	44.555961	0.0000000
3	3	4	-131.1475	-100.2122	0.0000000	-0.0000000	75.160218	0.0000000

No.	REACC - X	REACC - Y	REACC - M
1	0.0000000	97.804561	0.0000000
2	0.0000000	195.73547	0.0000000
3	0.0000000	144.76824	0.0000000
4	0.0000000	75.160218	0.0000000

BARRA : 1 Long Original : 10.480 Long Deformada : 10.480

0.0000	1.0480	2.0960	3.1440	4.1920	5.2400	6.2880	7.3360	8.3840	9.4320	10.480
0.0000	93.300	168.20	224.71	253.12	236.36	202.16	141.53	43.730	-72.46	-203.4
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
-97.80	-80.25	-62.69	-45.14	6.3014	23.855	41.409	84.543	102.09	119.65	137.20
-0.004	-0.003	-0.003	-0.002	0.0000	0.0000	0.0016	0.0026	0.0031	0.0030	0.0023
0.0000	-0.004	-0.008	-0.010	-0.012	-0.012	-0.011	-0.009	-0.006	-0.002	0.0000
0.0000	-0.004	-0.008	-0.010	-0.012	-0.012	-0.011	-0.009	-0.006	-0.002	0.0000

BARRA : 2 Long Original : 10.350 Long Deformada : 10.350

0.0000	1.0350	2.0700	3.1050	4.1400	5.1750	6.2100	7.2450	8.2800	9.3150	10.350
-203.4	-148.2	-103.6	-69.73	-46.50	-33.93	-32.04	-40.81	-60.25	-90.36	-131.1
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
-58.53	-48.22	-37.91	-27.60	-17.29	-6.987	3.3215	13.630	23.938	34.247	44.555
0.0023	0.0014	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.001	-0.001
0.0000	0.0019	0.0031	0.0037	0.0039	0.0038	0.0036	0.0031	0.0025	0.0015	0.0000
0.0000	0.0019	0.0031	0.0037	0.0039	0.0038	0.0036	0.0031	0.0025	0.0015	0.0000

VALORES CARACTERISTICOS MAXIMOS Y MINIMOS PARA BARRAS 1 A 2

	M+	M-	Q+	Q-	N+	N-	@	f
VALOR	253.12	-203.4	137.20	-97.80	0.0000	0.0000	0.0041	0.0127
BARRA	1	1	1	1	2	2	1	1

INFORMACIONES Y SOLICITACIONES

Proyecto : TABLERO PUENTE
Hipotesis No. : 1 Maximo Momento de Tramo
Unidades : TON M RAD

Nodo	Coord X	Coord Y	Desp X	Desp Y	Rotacion
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	-0.004213
2	10.480	0.000	0.000000	0.000000	0.002396
3	20.830	0.000	0.000000	0.000000	-0.001757
4	31.300	0.000	0.000000	0.000000	0.002928

No.	Ni	Nf	Mi	Qi	Ni	Mj	Qj	Nj
1	1	2	0.000000	-97.80456	0.000000	-203.4633	137.20543	0.000000
2	2	3	-203.4633	-58.53003	0.000000	-131.1475	44.555961	0.000000
3	3	4	-131.1475	-100.2122	0.000000	-0.000000	75.160218	0.000000

No.	REACC - X	REACC - Y	REACC - M
1	0.0000000	97.804561	0.0000000
2	0.0000000	195.73547	0.0000000
3	0.0000000	144.76824	0.0000000
4	0.0000000	75.160218	0.0000000

BARRA : 3 Long Original : 10.470 Long Deformada : 10.470

0.0000	1.0470	2.0940	3.1410	4.1880	5.2350	6.2820	7.3290	8.3760	9.4230	10.4700
-131.1	-35.40	41.973	100.99	141.64	163.94	168.56	153.45	120.66	69.511	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
-100.2	-82.67	-65.13	-47.60	-30.06	-12.52	5.0112	22.548	40.085	57.622	75.160
-0.001	-0.002	-0.002	-0.001	-0.001	0.0000	0.0000	0.0014	0.0022	0.0027	0.0029
0.0000	-0.002	-0.004	-0.006	-0.008	-0.008	-0.008	-0.007	-0.005	-0.002	0.0000
0.0000	-0.002	-0.004	-0.006	-0.008	-0.008	-0.008	-0.007	-0.005	-0.002	0.0000

VALORES CARACTERISTICOS MAXIMOS Y MINIMOS PARA BARRAS 3 A 33

RRA: 1	B = 830.0 cm B0= cm	D = 45.00 cm D0= cm	H = 42.00 cm H' = 3.000 cm	L = 10.48m
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	38.403	65.867	82.393	87.979
1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
29 ø10	29 ø10	29 ø10	29 ø10	29 ø10
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	93.300	168.20	224.71	253.12
50.8	98.2	181.3	247.8	282.4
29 ø16	30 ø20	55 ø20	75 ø20	86 ø20
-97.80	-80.25	-62.69	-45.14	9.9411
39.1	33.8	27.0	19.9	4.4
20 ø 6	20 ø 6	20 ø 6	20 ø 4	20 ø 2
c/15.0	c/17.5	c/20.0	c/12.5	c/12.5
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
-203.4	-148.2	-103.6	-69.73	-37.53
221.8	159.7	109.1	72.5	50.8
68 ø20	49 ø20	33 ø20	16 ø16	29 ø16
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
-108.2	-60.19	-22.83	3.8621	19.885
1.0	1.0	1.0	50.8	50.8
29 ø10	29 ø10	29 ø10	29 ø16	29 ø16
-58.53	-48.22	-37.91	-27.60	-17.29
25.5	20.8	16.0	11.5	7.1
20 ø 4	20 ø 4	20 ø 4	20 ø 4	20 ø 2
c/10.0	c/12.5	c/15.0	c/22.5	c/30.0
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
-131.1	-48.09	0.9206	39.019	66.199
139.7	50.8	1.0	1.0	1.0
43 ø20	29 ø16	29 ø10	29 ø10	29 ø10
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
14.327	12.894	0.9206	100.99	141.64
50.8	50.8	50.8	106.3	150.9
29 ø16	29 ø16	29 ø16	33 ø20	46 ø20

INFORMACIONES Y SOLICITACIONES

Proyecto : TABLERO PUENTE
Hipotesis No. : 1 Momento Maximo de Tramo
Unidades : TON M RAD

Nodo	Coord X	Coord Y	Desp X	Desp Y	Rotacion
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	-0.000824
2	10.480	0.000	0.000000	0.000000	-0.000796
3	20.830	0.000	0.000000	0.000000	0.000928
4	31.300	0.000	0.000000	0.000000	0.000755

No.	Ni	Nf	Mi	Qi	Ni	Mj	Qj	Nj
1	1	2	0.0000000	-34.89384	0.0000000	-181.2679	69.486955	0.0000000
2	2	3	-181.2679	-109.9860	0.0000000	-188.4443	124.03945	0.0000000
3	3	4	-188.4443	-70.13910	0.0000000	0.0000000	34.142095	0.0000000

No.	REACC - X	REACC - Y	REACC - M
1	0.0000000	34.893844	0.0000000
2	0.0000000	179.47299	0.0000000
3	0.0000000	194.17856	0.0000000
4	0.0000000	34.142095	0.0000000

ARRA : 1 Long Original : 10.480 Long Deformada : 10.480

0.0000	1.0480	2.0960	3.1440	4.1920	5.2400	6.2880	7.3360	8.3840	9.4320	10.4800
0.0000	31.099	51.259	61.105	58.762	46.104	22.508	-12.02	-57.50	-113.9	-181.2
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
-34.89	-24.45	-14.01	-3.579	6.8584	17.296	27.734	38.172	48.610	59.048	69.486
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

ARRA : 2 Long Original : 10.350 Long Deformada : 10.350

0.0000	1.0350	2.0700	3.1050	4.1400	5.1750	6.2100	7.2450	8.2800	9.3150	10.350
-181.2	-76.50	10.131	78.627	128.98	152.74	130.19	91.458	26.732	-74.44	-188.4
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
-109.9	-92.46	-74.94	-57.41	-39.89	11.146	28.669	46.191	88.994	106.51	124.03
0.0000	-0.001	-0.001	-0.001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0013	0.0016	0.0015	0.0000
0.0000	-0.001	-0.002	-0.004	-0.005	-0.005	-0.005	-0.004	-0.002	-0.001	0.0000
0.0000	-0.001	-0.002	-0.004	-0.005	-0.005	-0.005	-0.004	-0.002	-0.001	0.0000

VALORES CARACTERISTICOS MAXIMOS Y MINIMOS PARA BARRAS 1 A 2

INFORMACIONES Y SOLICITACIONES

Proyecto : TABLERO PUENTE
 Hipotesis No. : 1 Momento Maximo de Tramo
 Multitud Compacta Tramo 2
 Unidades : TON M RAD

Nodo	Coord X	Coord Y	Desp X	Desp Y	Rotacion
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	-0.000824
2	10.480	0.000	0.000000	0.000000	-0.000796
3	20.830	0.000	0.000000	0.000000	0.000928
4	31.300	0.000	0.000000	0.000000	0.000755

: No.	Ni	Nf	Mi	Qi	Ni	Mj	Qj	Nj
1	1	2	0.0000000	-34.89384	0.0000000	-181.2679	69.486955	0.0000000
2	2	3	-181.2679	-109.9860	0.0000000	-188.4443	124.03945	0.0000000
3	3	4	-188.4443	-70.13910	0.0000000	0.0000000	34.142095	0.0000000

: No.	REACC - X	REACC - Y	REACC - M
1	0.0000000	34.893844	0.0000000
2	0.0000000	179.47299	0.0000000
3	0.0000000	194.17856	0.0000000
4	0.0000000	34.142095	0.0000000

BARRA : 3 Long Original : 10.470 Long Deformada : 10.470

0.0000	1.0470	2.0940	3.1410	4.1880	5.2350	6.2820	7.3290	8.3760	9.4230	10.470
-188.4	-120.4	-63.40	-17.26	17.952	42.255	55.641	58.488	49.657	30.287	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
-70.13	-59.71	-49.28	-38.85	-28.42	-17.99	-7.570	2.8577	13.285	23.713	34.142
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	0.0000	0.0000

VALORES CARACTERISTICOS MAXIMOS Y MINIMOS PARA BARRAS 3 A 3

VALOR	M+	M-	Q+	Q-	N+	N-	@	f
BARRA	58.488	-188.4	34.142	-70.13	0.0000	0.0000	0.0000	0.0017

BARRA: 1

B = 830.0 cm D = 45.00 cm H = 42.00 cm
BO = cm DO = cm H' = 3.000 cm

$$L = 10.48\text{m}$$

c	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
c	0.0000	-3.714	-7.428	-11.14	-14.85	-18.57	-22.28	-25.99	-57.50	-113.9	-181.2		
b	1.0	50.8	50.8	50.8	50.8	50.8	50.8	50.8	59.8	121.3	197.6		
b	29 ø10	29 ø16	37 ø20	60 ø20									

0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	38.403	65.867	82.393	87.979	82.626	66.334	39.103	0.9333	-48.17	-108.2		
50.8	50.8	68.5	86.7	92.6	87.0	69.0	50.8	50.8	1.0	1.0		
29 ø16	29 ø16	16 ø16	29 ø20	29 ø20	29 ø20	16 ø16	29 ø16	29 ø16	29 ø10	29 ø10		
		13 ø20				13 ø20						

-41.86	-31.42	-20.98	-10.54	6.8584	17.296	27.734	38.172	48.610	59.048	69.486
16.7	12.9	8.7	4.4	2.9	7.3	11.5	15.7	20.2	25.2	30.3
20 ø 4	20 ø 4	20 ø 4	20 ø 2	20 ø 2	20 ø 4	20 ø 6				
c/15.0	c/20.0	c/30.0	c/12.5	c/22.5	c/30.0	c/22.5	c/15.0	c/12.5	c/10.0	c/17.5

BARRA: 2

B = 830.0 cm D = 45.00 cm H = 42.00 cm
BO= cm DO= cm H' = 3.000 cm

$$L = 10.35 \text{ m}$$

0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
-181.2	-76.50	-22.83	3.8621	19.885	25.239	19.924	3.9392	-22.71	-74.44	-188.4		
197.6	79.5	50.8	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	50.8	77.4	205.5		
60 ø20	29 ø20	29 ø16	29 ø10	29 ø16	15 ø16	63 ø20						
									14 ø20			

-109.9	-92.46	-74.94	-57.41	-39.89	11.163	28.669	46.191	88.994	106.51	124.03
48.0	38.5	30.4	24.2	17.0	4.8	12.2	19.4	36.1	44.3	54.1
20 ø 6	20 ø 6	20 ø 6	20 ø 4	20 ø 4	20 ø 2	20 ø 4	20 ø 4	20 ø 6	20 ø 6	20 ø 6
c/10.0	c/15.0	c/17.5	c/10.0	c/15.0	c/12.5	c/20.0	c/12.5	c/15.0	c/12.5	c/10.0

BARRA: 3

B = 830.0 cm D = 45.00 cm H = 42.00 cm
 BO= cm DO= cm H' = 3.000 cm

$$L = 10.47m$$

0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
-108.0	-48.09	0.9206	39.019	66.199	82.462	87.806	82.232	65.739	38.328	0.0000		
1.0	1.0	50.8	50.8	68.8	86.8	92.4	86.6	68.4	50.8	50.8		
29 ø10	29 ø10	29 ø16	29 ø16	16 ø16	29 ø20	29 ø20	29 ø20	16 ø16	29 ø16	29 ø16		
				13 ø20				13 ø20				

DEFORMACIONES Y SOLICITACIONES

Proyecto : TABLERO PUENTE
 Hipotesis No. : 1 Momento Maximo de Apoyo
 Multitud Compacta Tramo 1y2
 Unidades : TON M RAD

: Nodo	: Coord X	: Coord Y	: Desp X	: Desp Y	: Rotacion
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	-0.003703
2	10.480	0.000	0.000000	0.000000	0.001543
3	20.830	0.000	0.000000	0.000000	-0.000344
4	31.300	0.000	0.000000	0.000000	0.001391

: No.	: Ni	: Nf	: Mi	: Qi	: Ni	: Mj	: Qj	: Nj
1	1	2	0.0000000	-90.69338	0.0000000	-253.0585	144.31661	0.0000000
2	2	3	-253.0585	-99.80479	0.0000000	-117.2298	73.557703	0.0000000
3	3	4	-117.2298	-63.33733	0.0000000	0.0000000	40.943863	0.0000000

: No.	: REACC - X	: REACC - Y	: REACC - M
1	0.0000000	90.693383	0.0000000
2	0.0000000	244.12141	0.0000000
3	0.0000000	136.89503	0.0000000
4	0.0000000	40.943863	0.0000000

BARRA : 1 Long Original : 10.480 Long Deformada : 10.480

: 0.0000	: 1.0480	: 2.0960	: 3.1440	: 4.1920	: 5.2400	: 6.2880	: 7.3360	: 8.3840	: 9.4320	: 10.480
: 0.0000	: 85.848	: 153.30	: 202.35	: 225.67	: 210.42	: 177.48	: 115.48	: 10.236	: -113.4	: -253.0
: 0.0000	: 0.0000	: 0.0000	: 0.0000	: 0.0000	: 0.0000	: 0.0000	: 0.0000	: 0.0000	: 0.0000	: 0.0000
: -90.69	: -73.13	: -55.58	: -38.03	: 5.1026	: 22.656	: 40.210	: 91.654	: 109.20	: 126.76	: 144.31
: -0.003	: -0.003	: -0.002	: -0.001	: 0.0000	: 0.0000	: 0.0015	: 0.0023	: 0.0027	: 0.0024	: 0.0014
: 0.0000	: -0.003	: -0.007	: -0.009	: -0.010	: -0.010	: -0.009	: -0.007	: -0.004	: -0.002	: 0.0000
: 0.0000	: -0.003	: -0.007	: -0.009	: -0.010	: -0.010	: -0.009	: -0.007	: -0.004	: -0.002	: 0.0000

BARRA : 2 Long Original : 10.350 Long Deformada : 10.350

: 0.0000	: 1.0350	: 2.0700	: 3.1050	: 4.1400	: 5.1750	: 6.2100	: 7.2450	: 8.2800	: 9.3150	: 10.350
: -253.0	: -158.7	: -82.34	: -23.90	: 16.589	: 39.143	: 44.268	: 30.423	: -0.851	: -50.06	: -117.2
: 0.0000	: 0.0000	: 0.0000	: 0.0000	: 0.0000	: 0.0000	: 0.0000	: 0.0000	: 0.0000	: 0.0000	: 0.0000
: -99.80	: -82.46	: -65.13	: -47.79	: -30.45	: -13.12	: 4.2127	: 21.548	: 38.885	: 56.221	: 73.557
: 0.0015	: 0.0000	: 0.0000	: 0.0000	: 0.0000	: 0.0000	: 0.0000	: 0.0000	: 0.0000	: 0.0000	: 0.0000
: 0.0000	: 0.0011	: 0.0011	: 0.0000	: 0.0000	: 0.0000	: 0.0000	: 0.0000	: 0.0000	: 0.0000	: 0.0000
: 0.0000	: 0.0011	: 0.0011	: 0.0000	: 0.0000	: 0.0000	: 0.0000	: 0.0000	: 0.0000	: 0.0000	: 0.0000

VALORES CARACTERISTICOS MAXIMOS Y MINIMOS PARA BARRAS 1 A 2

	: M+	: M-	: Q+	: Q-	: N+	: N-	: @	: f
VALOR	225.67	-253.0	144.31	-99.80	0.0000	0.0000	0.0036	0.0109
BARRA	1	1	1	2	2	2	1	1

DEFORMACIONES Y SOLICITACIONES

Proyecto : TABLERO PUENTE
Hipotesis No. : 1 Momento Maximo de Apoyo
Unidades : Multitud Compacta Tramo 1y2
Unidades : TON M RAD

Nodo	Coord X	Coord Y	Desp X	Desp Y	Rotacion
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	-0.003703
2	10.480	0.000	0.000000	0.000000	0.001543
3	20.830	0.000	0.000000	0.000000	-0.000344
4	31.300	0.000	0.000000	0.000000	0.001391

No.	N1	Nf	Mi	Qi	Ni	Mj	Qj	Nj
1	1	2	0.0000000	-90.69338	0.0000000	-253.0585	144.31661	0.0000000
2	2	3	-253.0585	-99.80479	0.0000000	-117.2298	73.557703	0.0000000
3	3	4	-117.2298	-63.33733	0.0000000	0.0000000	40.943863	0.0000000

```

+-----+
| No.:REACC - X:REACC - Y:REACC - M:
+-----+
| 1:0.0000000;90.693383;0.0000000;
| 2:0.0000000;244.12141;0.0000000;
| 3:0.0000000;136.89503;0.0000000;
| 4:0.0000000;40.943863;0.0000000;
+-----+

```

BARRA : 3 Long Original : 10.470 Long Deformada : 10.470

```

+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| 0.0000 | 1.0470 | 2.0940 | 3.1410 | 4.1880 | 5.2350 | 6.2820 | 7.3290 | 8.3760 | 9.4230 | 10.470 |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|-117.21 | -56.37 | -6.437 | 32.580 | 60.681 | 77.863 | 84.126 | 79.472 | 63.899 | 37.409 | 0.0000 |
| 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
|-63.33 | -52.90 | -42.48 | -32.05 | -21.62 | -11.19 | -0.768 | 9.6595 | 20.087 | 30.515 | 40.943 |
| 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0010 | 0.0012 |
| 0.0000 | 0.0000 | -0.001 | -0.002 | -0.003 | -0.003 | -0.003 | -0.002 | -0.001 | 0.0000 |
| 0.0000 | 0.0000 | -0.001 | -0.002 | -0.003 | -0.003 | -0.003 | -0.003 | -0.002 | -0.001 | 0.0000 |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+

```

VALORES CARACTERISTICOS MAXIMOS Y MINIMOS PARA BARRAS 3 A 3

INFORMACIONES Y SOLICITACIONES

Proyecto : TABLERO PUENTE
 Hipotesis No. : 1 Momento Maximo de Apoyo
 Multitud Compacta Tramos 1,2,3
 Unidades : TON M RAD

Nodo	Coord X	Coord Y	Desp X	Desp Y	Rotacion
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	-0.003793
2	10.480	0.000	0.000000	0.000000	0.001766
3	20.830	0.000	0.000000	0.000000	-0.001104
4	31.300	0.000	0.000000	0.000000	0.002565

No.	Ni	Nf	Mi	Qi	Ni	Mj	Qj	Nj
1	1	2	0.0000000	-91.00319	0.0000000	-238.4755	141.94280	0.0000000
2	2	3	-238.4755	-92.36514	0.0000000	-163.5788	77.892355	0.0000000
3	3	4	-163.5788	-101.7393	0.0000000	0.0000000	70.492172	0.0000000

No.	REACC - X	REACC - Y	REACC - M
1	0.0000000	91.003196	0.0000000
2	0.0000000	234.30794	0.0000000
3	0.0000000	179.63168	0.0000000
4	0.0000000	70.492172	0.0000000

BARRA : 1 Long Original : 10.480 Long Deformada : 10.480

0.0000	1.0480	2.0960	3.1440	4.1920	5.2400	6.2880	7.3360	8.3840	9.4320	10.480
0.0000	86.337	154.60	204.81	229.23	215.54	184.25	124.04	20.460	-101.1	-238.4
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
-91.00	-73.76	-56.52	-39.28	3.9952	21.234	38.474	90.224	107.46	124.70	141.94
-0.003	-0.003	-0.002	-0.001	0.0000	0.0000	0.0015	0.0024	0.0028	0.0026	0.0017
0.0000	-0.003	-0.007	-0.009	-0.011	-0.011	-0.010	-0.008	-0.005	-0.002	0.0000
0.0000	-0.003	-0.007	-0.009	-0.011	-0.011	-0.010	-0.008	-0.005	-0.002	0.0000

BARRA : 2 Long Original : 10.350 Long Deformada : 10.350

0.0000	1.0350	2.0700	3.1050	4.1400	5.1750	6.2100	7.2450	8.2800	9.3150	10.350
-238.4	-151.6	-82.52	-30.97	2.9429	20.829	17.922	-1.020	-37.58	-91.77	-163.5
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
-92.36	-75.33	-58.31	-41.28	-24.26	-7.236	9.7893	26.815	43.840	60.866	77.892
0.0017	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.001
0.0000	0.0012	0.0017	0.0016	0.0014	0.0012	0.0010	0.0010	0.0010	0.0000	0.0000
0.0000	0.0012	0.0017	0.0016	0.0014	0.0012	0.0010	0.0010	0.0010	0.0000	0.0000

VALORES CARACTERISTICOS MAXIMOS Y MINIMOS PARA BARRAS 1 A 2

	M+	M-	Q+	Q-	N+	N-	@	f
VALOR	229.23	-238.4	141.94	-92.36	0.0000	0.0000	0.0037	0.0113
BARRA	1	1	1	2	2	2	1	1

DEFORMACIONES Y SOLICITACIONES

Proyecto : TABLERO PUENTE
Hipotesis No. : 1 Momento Maximo de Apoyo
Unidades : Multitud Compacta Tramos 1,2,3
Unidades : TON M RAD

Nodo	Coord X	Coord Y	Desp X	Desp Y	Rotacion
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	-0.003793
2	10.480	0.000	0.000000	0.000000	0.001766
3	20.830	0.000	0.000000	0.000000	-0.001104
4	31.300	0.000	0.000000	0.000000	0.002565

No.	Ni	Nf	Mi	Qi	Ni	Mj	Qj	Nj
1	1	2	0.0000000	-91.00319	0.0000000	-238.4755	141.94280	0.0000000
2	2	3	-238.4755	-92.36514	0.0000000	-163.5788	77.892355	0.0000000
3	3	4	-163.5788	-101.7393	0.0000000	0.0000000	70.492172	0.0000000

No.	REACC - X	REACC - Y	REACC - M
1	0.0000000	91.003196	0.0000000
2	0.0000000	234.30794	0.0000000
3	0.0000000	179.63168	0.0000000
4	0.0000000	70.492172	0.0000000

BARRA : 3 Long Original : 10.470 Long Deformada : 10.470

0.0000	1.0470	2.0940	3.1410	4.1880	5.2350	6.2820	7.3290	8.3760	9.4230	10.470	
-163.5	-66.07	13.398	74.837	118.24	143.61	150.96	140.26	111.54	64.788	0.0000	
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	
-101.7	-84.51	-67.29	-50.06	-32.84	-15.62	1.5995	18.822	36.045	53.269	70.492	
-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	0.0000	0.0000	0.0012	0.0019	0.0023	0.0025	
0.0000	-0.001	-0.003	-0.005	-0.006	-0.007	-0.007	-0.006	-0.004	-0.002	0.0000	
0.0000	-0.001	-0.003	-0.005	-0.006	-0.007	-0.007	-0.006	-0.004	-0.002	0.0000	

VALORES CARACTERISTICOS MAXIMOS Y MINIMOS PARA BARRAS 3 A 3

INFORMACIONES Y SOLICITACIONES

Proyecto : TABLERO PUENTE
 Hipotesis No. : 1 Maxima Reaccion Pila
 Maximo Corte Lossa Tablero
 Multitud Compacta Tramos 1y2
 Rodillos Traseros s/Pila
 Unidades : TON M RAD

Nodo Coord X Coord Y Desp X Desp Y Rotacion
1 0.000 0.000 0.000000 0.000000 -0.002780
2 10.480 0.000 0.000000 0.000000 0.001027
3 20.830 0.000 0.000000 0.000000 -0.000196
4 31.300 0.000 0.000000 0.000000 0.001317

No. Ni Nf Mi Qi Ni Mj Qj Nj
1 1 2 0.0000000 -74.16012 0.0000000 -219.6688 160.84987 0.0000000
2 2 3 -219.6688 -95.77687 0.0000000 -125.5291 77.585621 0.0000000
3 3 4 -125.5291 -64.13001 0.0000000 0.0000000 40.151189 0.0000000

No. REACC - X REACC - Y REACC - M
1 0.0000000 74.160120 0.0000000
2 0.0000000 256.62675 0.0000000
3 0.0000000 141.71563 0.0000000
4 0.0000000 40.151189 0.0000000

BARRA : 1 Long Original : 10.480 Long Deformada : 10.480

0.0000 1.0480 2.0960 3.1440 4.1920 5.2400 6.2880 7.3360 8.3840 9.4320 10.480
0.0000 68.521 118.64 150.37 164.16 158.64 135.18 93.322 8.9404 -96.51 -219.6
0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000
-74.16 -56.60 -39.05 -21.49 -3.944 13.609 31.163 48.717 91.851 109.40 160.84
-0.002 -0.002 -0.002 -0.001 0.0000 0.0000 0.0011 0.0017 0.0020 0.0018 0.0010
0.0000 -0.002 -0.005 -0.007 -0.008 -0.008 -0.007 -0.005 -0.003 -0.001 0.0000
0.0000 -0.002 -0.005 -0.007 -0.008 -0.008 -0.007 -0.005 -0.003 -0.001 0.0000

BARRA : 2 Long Original : 10.350 Long Deformada : 10.350

0.0000 1.0350 2.0700 3.1050 4.1400 5.1750 6.2100 7.2450 8.2800 9.3150 10.350
-219.6 -129.5 -57.29 -3.025 33.303 54.107 52.131 34.630 -0.812 -54.19 -125.5
0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000
-95.77 -78.44 -61.10 -43.76 -26.43 -9.095 8.2406 25.576 42.913 60.249 77.585
0.0010 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000
0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 -0.001 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000
0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 -0.001 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000

VALORES CARACTERISTICOS MAXIMOS Y MINIMOS PARA BARRAS 1 A 2

	M+	M-	Q+	Q-	N+	N-	@	f
VALOR	164.16	-219.6	160.84	-95.77	0.0000	0.0000	0.0027	0.0082
BARRA	1	1	1	2	2	2	1	1

Proyecto : TABLERO PUENTE
 Hipotesis No. : 1 Maxima Reaccion Estripo
 Multitud Compacta 3 Tramos
 Rodillos Traseros s/Estríbos
 Unidades : TON M RAD

: Nodo:	Coord X	Coord Y	Desp X	Desp Y	Rotacion
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	-0.003122
2	10.480	0.000	0.000000	0.000000	0.001139
3	20.830	0.000	0.000000	0.000000	-0.000925
4	31.300	0.000	0.000000	0.000000	0.002475

: No.:	Ni	Nf	Mi	Qi	Ni	Mj	Qj	Nj
1	1	2	0.0000000	-120.4032	0.0000000	-197.9729	112.54275	0.0000000
2	2	3	-197.9729	-87.47917	0.0000000	-173.6461	82.778327	0.0000000
3	3	4	-173.6461	-102.7008	0.0000000	0.0000000	69.530637	0.0000000

: No.:	REACC - X	REACC - Y	REACC - M
1	0.0000000	120.40324	0.0000000
2	0.0000000	200.02192	0.0000000
3	0.0000000	185.47919	0.0000000
4	0.0000000	69.530637	0.0000000

BARRA : 1 Long Original : 10.480 Long Deformada : 10.480

: 0.0000	1.0480	2.0960	3.1440	4.1920	5.2400	6.2880	7.3360	8.3840	9.4320	10.480
: 0.0000	84.599	147.51	186.14	183.66	165.09	128.44	73.738	0.9618	-89.88	-197.9
: 0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
: -120.4	-68.65	-51.41	-8.134	9.1051	26.344	43.584	60.823	78.063	95.303	112.54
: -0.003	-0.002	-0.002	-0.001	0.0000	0.0000	0.0013	0.0019	0.0021	0.0018	0.0011
: 0.0000	-0.003	-0.005	-0.007	-0.008	-0.008	-0.007	-0.005	-0.003	-0.001	0.0000
: 0.0000	-0.003	-0.005	-0.007	-0.008	-0.008	-0.007	-0.005	-0.003	-0.001	0.0000

BARRA : 2 Long Original : 10.350 Long Deformada : 10.350

: 0.0000	1.0350	2.0700	3.1050	4.1400	5.1750	6.2100	7.2450	8.2800	9.3150	10.350
: -197.9	-116.2	-52.13	-5.647	23.217	34.595	28.082	4.0831	-37.53	-96.78	-173.6
: 0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
: -87.47	-70.45	-53.42	-36.40	-19.37	-2.350	14.675	31.701	48.726	65.752	82.778
: 0.0011	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
: 0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
: 0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

VALORES CARACTERISTICOS MAXIMOS Y MINIMOS PARA BARRAS 1 A 2

:	M+	M-	Q+	Q-	N+	N-	@	f
VALOR	186.14	-197.9	112.54	-120.4	0.0000	0.0000	0.0031	0.0088
BARRA	1	2	1	1	2	2	1	1

INFORMACIONES Y SOLICITACIONES

Proyecto : ESRTIBOS PUENTE
 Hipotesis No. : 1 Reaccion del Tablero
 Debido a Cargas Permanentes
 Unidades : TON M RAD

Nodo	Coord X	Coord Y	Desp X	Desp Y	Rotacion
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	-0.001477
2	10.480	0.000	0.000000	0.000000	0.000510
3	20.830	0.000	0.000000	0.000000	-0.000508
4	31.300	0.000	0.000000	0.000000	0.001473

No.	Ni	Nf	Mi	Qi	Ni	Mj	Qj	Nj
1	1	2	0.0000000	-41.86364	0.0000000	-108.2243	62.517151	0.0000000
2	2	3	-108.2243	-51.56162	0.0000000	-108.0315	51.524374	0.0000000
3	3	4	-108.0315	-62.45880	0.0000000	-0.0000000	41.822397	0.0000000

No.	REACC - X	REACC - Y	REACC - M
1	0.0000000	41.863648	0.0000000
2	0.0000000	114.07877	0.0000000
3	0.0000000	113.98317	0.0000000
4	0.0000000	41.822397	0.0000000

BARRA : 1 Long Original : 10.480 Long Deformada : 10.480

0.0000	1.0480	2.0960	3.1440	4.1920	5.2400	6.2880	7.3360	8.3840	9.4320	10.480
0.0000	38.403	65.867	82.393	87.979	82.626	66.334	39.103	0.9333	-48.17	-108.2
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
-41.86	-31.42	-20.98	-10.54	-0.111	10.326	20.764	31.202	41.640	52.079	62.517
-0.001	-0.001	-0.001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0010	0.0000	0.0000
0.0000	-0.001	-0.002	-0.003	-0.004	-0.004	-0.003	-0.002	-0.001	0.0000	0.0000
0.0000	-0.001	-0.002	-0.003	-0.004	-0.004	-0.003	-0.002	-0.001	0.0000	0.0000

BARRA : 2 Long Original : 10.350 Long Deformada : 10.350

0.0000	1.0350	2.0700	3.1050	4.1400	5.1750	6.2100	7.2450	8.2800	9.3150	10.350
-108.2	-60.19	-22.83	3.8621	19.885	25.239	19.924	3.9392	-22.71	-60.03	-108.0
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
-51.56	-41.25	-30.94	-20.63	-10.32	-0.018	10.289	20.598	30.907	41.215	51.524
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

VALORES CARACTERISTICOS MAXIMOS Y MINIMOS PARA BARRAS 1 A 2

	M+	M-	Q+	Q-	N+	N-	@	f
VALOR	87.979	-108.2	62.517	-51.56	0.0000	0.0000	0.0014	0.0042
BARRA	1	2	1	2	2	2	1	1

DEFORMACIONES Y SOLICITACIONES

Proyecto : ESTIBOS PUENTES
 Hipotesis No. : 1 Reaccion del Tablero debido
 a Multitud Compacta + A-30
 Unidades : TON M RAD

: Nodo	: Coord X	: Coord Y	: Desp X	: Desp Y	: Rotacion
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	-0.001645
2	10.480	0.000	0.000000	0.000000	0.000630
3	20.830	0.000	0.000000	0.000000	-0.000416
4	31.300	0.000	0.000000	0.000000	0.001002

: No.:	Ni	Nf	Mi	Qi	Ni	Mj	Qj	Nj
1	1	2	0.0000000	-78.53960	0.0000000	-89.74863	50.025599	0.0000000
2	2	3	-89.74863	-35.91754	0.0000000	-65.61454	31.253953	0.0000000
3	3	4	-65.61454	-40.24205	0.0000000	0.0000000	27.708240	0.0000000

: No.:	REACC - X	REACC - Y	REACC - M
1	0.0000000	78.539600	0.0000000
2	0.0000000	85.943145	0.0000000
3	0.0000000	71.496013	0.0000000
4	0.0000000	27.708240	0.0000000

BARRA : 1 Long Original : 10.480 Long Deformada : 10.480

0.0000	1.0480	2.0960	3.1440	4.1920	5.2400	6.2880	7.3360	8.3840	9.4320	10.4800
0.0000	46.195	81.646	102.14	95.687	82.465	62.114	34.635	0.0284	-41.70	-89.74
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
-78.53	-37.22	-30.42	2.4149	9.2164	16.018	22.819	29.621	36.422	43.224	50.025
-0.001	-0.001	-0.001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0010	0.0000	0.0000
0.0000	-0.001	-0.003	-0.004	-0.004	-0.004	-0.004	-0.003	-0.003	-0.001	0.0000
0.0000	-0.001	-0.003	-0.004	-0.004	-0.004	-0.004	-0.003	-0.003	-0.001	0.0000

BARRA : 2 Long Original : 10.350 Long Deformada : 10.350

0.0000	1.0350	2.0700	3.1050	4.1400	5.1750	6.2100	7.2450	8.2800	9.3150	10.3500
-89.74	-56.05	-29.30	-9.509	3.3320	9.6307	18.1588	0.1438	-14.82	-36.74	-65.61
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
-35.91	-29.20	-22.48	-15.76	-9.048	-2.331	4.3853	11.102	17.819	24.536	31.253
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

VALORES CARACTERISTICOS MAXIMOS Y MINIMOS PARA BARRAS 1 A 2

	M+	M-	Q+	Q-	N+	N-	@	f
VALOR	102.14	-89.74	50.025	-78.53	0.0000	0.0000	0.0016	0.0046
BARRA	1	1	1	1	2	2	1	1

DEFORMACIONES Y SOLICITACIONES
SEGUNDO ORDEN

Proyecto : PILAS PUENTE
Hipotesis No. : 1 Reaccion del Tablero
Debido a Cargas Permanentes
Unidades : TON M RAD

: Nodo	: Coord X	: Coord Y	: Desp X	: Desp Y	: Rotacion
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	-0.001477
2	10.480	0.000	0.000000	0.000000	0.000510
3	20.830	0.000	0.000000	0.000000	-0.000508
4	31.300	0.000	0.000000	0.000000	0.001473

: No.	: Ni	: Nf	: Mi	: Qi	: Ni	: Mj	: Qj	: Nj
1	1	2	0.0000000	-41.86364	0.0000000	-108.2243	62.517151	0.0000000
2	2	3	-108.2243	-51.56162	0.0000000	-108.0315	51.524374	0.0000000
3	3	4	-108.0315	-62.45880	0.0000000	-0.000000	41.822397	0.0000000

: No.	: REACC - X	: REACC - Y	: REACC - M
1	0.000000	41.863648	0.0000000
2	0.000000	114.07877	0.0000000
3	0.000000	113.98317	0.0000000
4	0.000000	41.822397	0.0000000

BARRA : 1 Long Original : 10.480 Long Deformada : 10.480

0.0000	1.0480	2.0960	3.1440	4.1920	5.2400	6.2880	7.3360	8.3840	9.4320	10.480
0.0000	38.403	65.867	82.393	87.979	82.626	66.334	39.103	0.9333	-48.17	-108.2
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
-41.86	-31.42	-20.98	-10.54	-0.111	10.326	20.764	31.202	41.640	52.079	62.517
-0.001	-0.001	-0.001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0010	0.0000	0.0000
0.0000	-0.001	-0.002	-0.003	-0.004	-0.004	-0.003	-0.002	-0.001	0.0000	0.0000
0.0000	-0.001	-0.002	-0.003	-0.004	-0.004	-0.003	-0.002	-0.001	0.0000	0.0000

BARRA : 2 Long Original : 10.350 Long Deformada : 10.350

0.0000	1.0350	2.0700	3.1050	4.1400	5.1750	6.2100	7.2450	8.2800	9.3150	10.350
-108.2	-60.19	-22.83	3.8621	19.885	25.239	19.924	3.9392	-22.71	-60.03	-108.0
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
-51.56	-41.25	-30.94	-20.63	-10.32	-0.018	10.289	20.598	30.907	41.215	51.524
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

VALORES CARACTERISTICOS MAXIMOS Y MINIMOS PARA BARRAS 1 A 2

	: M+	: M-	: Q+	: Q-	: N+	: N-	@	f
VALOR	87.979	-108.2	62.517	-51.56	0.0000	0.0000	0.0014	0.0042
BARRA	1	2	1	2	2	2	1	1

DEFORMACIONES Y SOLICITACIONES
SEGUNDO ORDEN

Proyecto : PILAS PUENTE
Hipotesis No. : 1 Reaccion del Tablero debido
a Multitud Compacta + A-30
Unidades : TON M RAD

: Nodo:	Coord X	Coord Y	Desp X	Desp Y	Rotacion
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	-0.001303
2	10.480	0.000	0.000000	0.000000	0.000517
3	20.830	0.000	0.000000	0.000000	0.000313
4	31.300	0.000	0.000000	0.000000	-0.000156

: No.	Ni	Nf	Mi	Qi	Ni	Mj	Qj	Nj
1	1	2	-0.000000	-32.29647	0.0000000	-111.4445	98.332727	0.0000000
2	2	3	-111.4445	-44.21525	0.0000000	-17.49754	26.061247	0.0000000
3	3	4	-17.49754	-1.671207	0.0000000	0.0000000	-1.671207	0.0000000

: No.	REACC - X	REACC - Y	REACC - M
1	0.0000000	32.296472	0.0000000
2	0.0000000	142.54797	0.0000000
3	0.0000000	27.732455	0.0000000
4	0.0000000	-1.671207	0.0000000

BARRA : 1 Long Original : 10.480 Long Deformada : 10.480

0.0000	1.0480	2.0960	3.1440	4.1920	5.2400	6.2880	7.3360	8.3840	9.4320	10.480
0.0000	30.117	52.778	67.981	76.794	76.014	68.845	54.218	8.0070	-48.34	-111.4
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
-32.29	-25.18	-18.06	-10.94	-3.832	3.2831	10.399	17.514	50.210	57.326	98.332
-0.001	-0.001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0010	0.0000	0.0000
0.0000	-0.001	-0.002	-0.003	-0.003	-0.003	-0.003	-0.002	-0.001	0.0000	0.0000
0.0000	-0.001	-0.002	-0.003	-0.003	-0.003	-0.003	-0.002	-0.001	0.0000	0.0000
0.0000	-0.001	-0.002	-0.003	-0.003	-0.003	-0.003	-0.002	-0.001	0.0000	0.0000

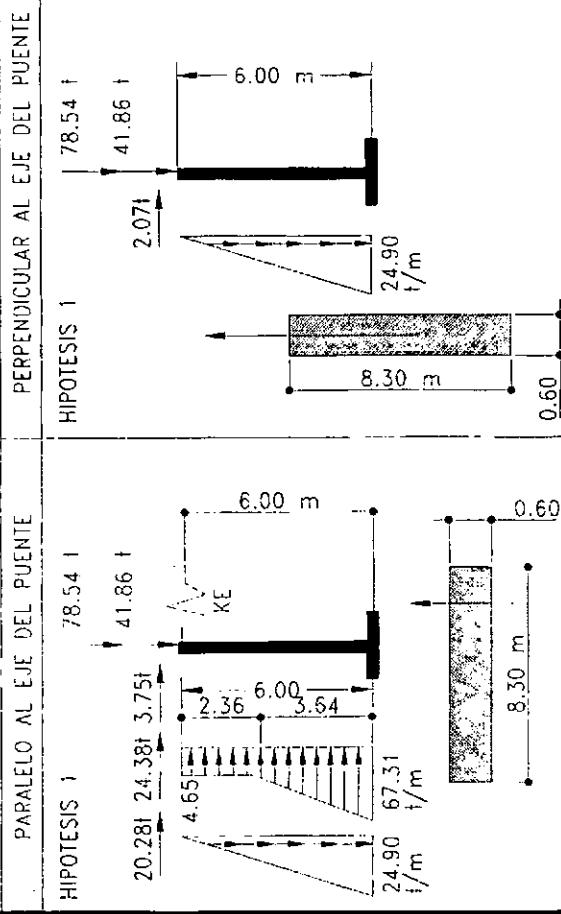
BARRA : 2 Long Original : 10.350 Long Deformada : 10.350

0.0000	1.0350	2.0700	3.1050	4.1400	5.1750	6.2100	7.2450	8.2800	9.3150	10.350
-111.4	-69.31	-34.46	-6.887	13.417	26.449	32.485	30.691	21.902	5.8390	-17.49
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
-44.21	-37.18	-30.15	-23.13	-16.10	-9.077	-2.049	4.9782	12.005	19.033	26.061
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

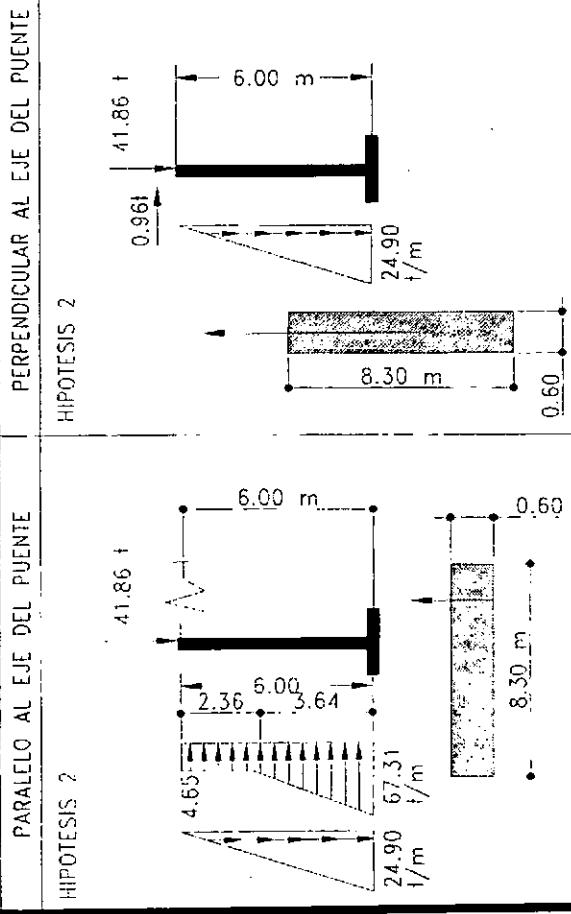
VALORES CARACTERISTICOS MAXIMOS Y MINIMOS PARA BARRAS 1 A 2

	M+	M-	Q+	Q-	N+	N-	@	f
VALOR	76.794	-111.4	98.332	-44.21	0.0000	0.0000	0.0013	0.0039
BARRA	1	2	1	2	2	2	1	1

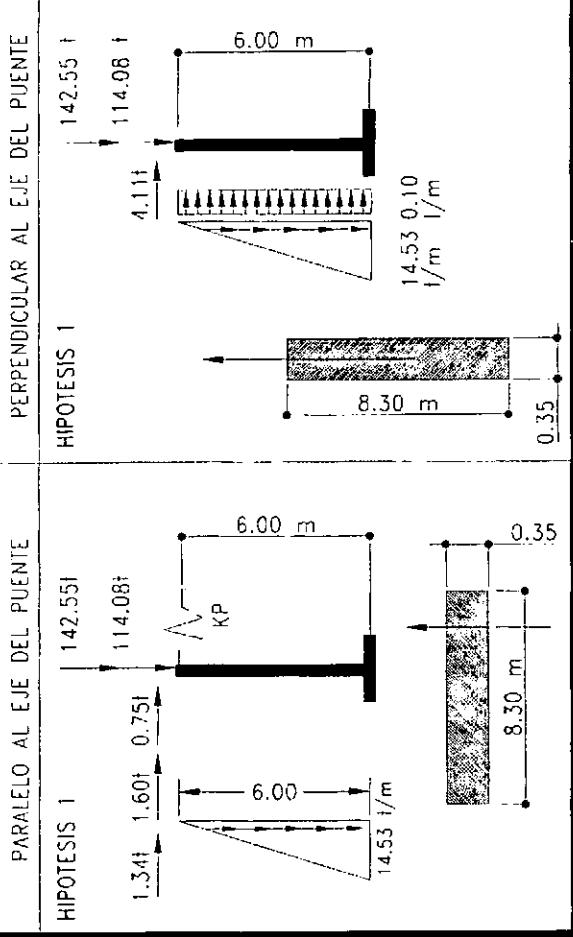
ESTRIBOS PE 1000 - 700



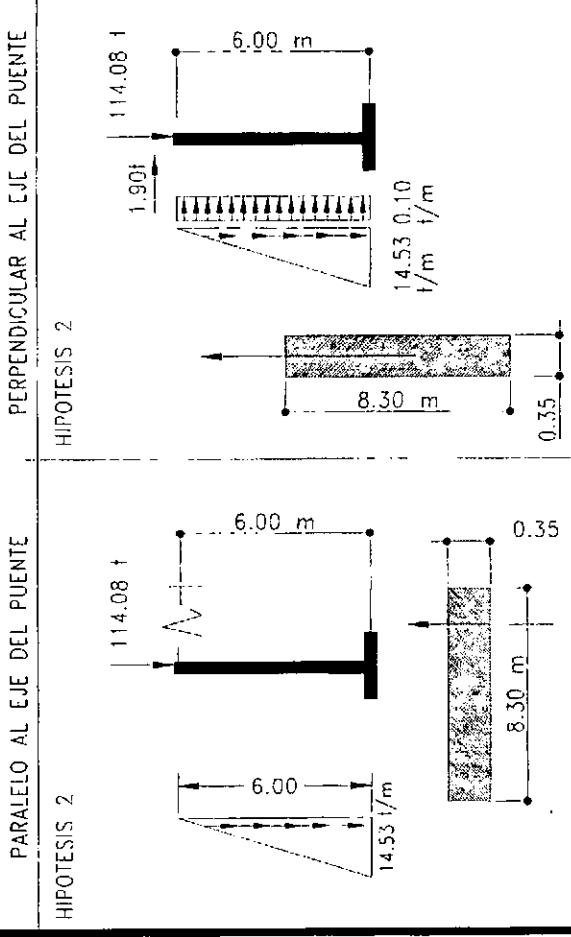
ESTRIBOS PE 1000 - 700



PILAS PP 1000 - 700



PILAS PP 1000 - 700



EFORMACIONES Y SOLICITACIONES
SEGUNDO ORDEN

Proyecto : ESTRIBO PUENTE
Hipotesis No. : 1 Paralelo al Eje del Puente
Unidades : TON M GRAD

Nodo	Coord X	Coord Y	Desp X	Desp Y	Rotacion
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000	6.000	0.000671	-0.000056	-0.002075

No.	Ni	Nf	Mi	Qi	Ni	Mj	Qj	Nj
1	1	2	-129.8832	-126.5590	-195.1000	0.0000000	15.382111	-120.4000

No.	REACC - X	REACC - Y	REACC - M
1	-126.5590	195.1000	-129.8832
2	-63.79211	0.0000000	0.0000000

EFORMACIONES Y SOLICITACIONES
SEGUNDO ORDEN

Proyecto : ESTRIBO PUENTE
Hipotesis No. : 2 Paralelo al Eje del Puente
Unidades : TON M GRAD

Nodo	Coord X	Coord Y	Desp X	Desp Y	Rotacion
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000	6.000	0.000194	-0.000026	0.004764

No.	Ni	Nf	Mi	Qi	Ni	Mj	Qj	Nj
1	1	2	-111.4686	-123.5050	-116.5600	0.0000000	18.436112	-41.86000

No.	REACC - X	REACC - Y	REACC - M
1	-123.5050	116.56000	-111.4686
2	-18.43611	0.0000000	0.0000000

INFORMACIONES Y SOLICITACIONES

Proyecto : PORTICO PUENTE - ESTRIBO
Hipotesis No. : 1 Paralela al Eje del Puente
Unidades : TON M RAD

Nodo	Coord X	Coord Y	Desp X	Desp Y	Rotacion
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
2	10.480	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
3	20.830	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
4	31.300	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
5	0.000	6.000	0.000671	-0.000056	-0.003132
6	10.480	6.000	0.000613	-0.000143	0.001135
7	20.830	6.000	0.000554	-0.000133	-0.000918
8	31.300	6.000	0.000496	-0.000033	0.002487

No.	Ni	Nf	Mi	Qi	Ni	Mj	Qj	Nj
1	1	5	-129.8812	-126.5764	-195.1233	0.0000000	15.364796	-120.4233
2	2	6	-4.699924	-0.783320	-243.5899	0.0000000	-0.783320	-199.9999
3	3	7	-4.243283	-0.707213	-229.0527	0.0000000	-0.707213	-185.4627
4	4	8	84.824418	119.06693	-113.1389	0.0000000	-22.87426	-69.54894
5	5	6	0.0000000	-120.4233	-63.77479	-197.7621	112.52263	-63.77479
6	6	7	-197.7621	-87.47731	-66.68147	-173.4544	82.780180	-66.68147
7	7	8	-173.4544	-102.6825	-63.78426	0.0000000	69.548944	-63.78426

```

+-----+-----+-----+
| No.: REACC - X: REACC - Y: REACC - M: |
+-----+-----+-----+
| 1:-126.5764|195.12336|-129.8812|
| 2:-0.783320|243.58995|-4.699924|
| 3:-0.707213|229.05273|-4.243283|
| 4:119.06693|113.13894|84.824418|
+-----+-----+-----+

```

ESTRIBO: 1 Long Original : 6.000 Long Deformada : 6.000

```

ESTRIES: 1 Long Integer
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|0.0000|0.6000|1.2000|1.8000|2.4000|3.0000|3.6000|4.2000|4.8000|5.4000|6.0000|
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|-129.8|-65.41|-21.47|5.6835|19.760|24.627|23.557|20.206|15.180|8.4808|0.0000|
|-195.1|-180.1|-165.2|-150.3|-135.3|-120.4|-105.4|-90.54|-75.60|-60.66|-120.4|
|-126.5|-89.28|-58.19|-33.30|-14.60|-2.110|4.1910|6.9810|9.7710|12.561|15.364|
|0.0000|0.0000|0.0000|0.0000|0.0000|0.0000|0.0000|0.0000|0.0000|0.0000|0.0000|
|0.0000|0.0000|0.0000|0.0000|0.0000|0.0000|0.0000|0.0000|0.0000|0.0000|0.0000|
|0.0000|0.0000|0.0000|0.0000|0.0000|0.0000|0.0000|0.0000|0.0000|0.0000|0.0000|
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+

```

BILIA - 2 Long Original : 6.000 Long Deformada : 6.000

DEFORMACIONES Y SOLICITACIONES

Proyecto : PORTICO PUENTE - ESTRIBO
Hipotesis No. : 2 Paralela al Eje del Puente
Unidades : TON M RAD

Nodo	Coord X	Coord Y	Desp X	Desp Y	Rotacion
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
2	10.480	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
3	20.830	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
4	31.300	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
5	0.000	6.000	0.000026	-0.000026	-0.001484
6	10.480	6.000	0.000009	-0.000086	0.000506
7	20.830	6.000	-0.000009	-0.000086	-0.000505
8	31.300	6.000	-0.000026	-0.000022	0.001480

No.	Ni	Nf	Mi	Qi	Ni	Mj	Qj	Nj
1	1	5	-104.9933	-122.4284	-116.5756	0.0000000	19.512770	-41.87565
2	2	6	-0.066720	-0.011120	-157.6581	0.0000000	-0.011120	-114.0681
3	3	7	0.0668283	0.0111380	-157.5584	0.0000000	0.0111380	-113.9684
4	4	8	104.99326	122.42841	-85.42575	0.0000000	-19.51278	-41.83575
5	5	6	0.0000000	-41.87565	-19.51277	-108.0985	62.505147	-19.51277
6	6	7	-108.0985	-51.56298	-19.50165	-107.8917	51.523017	-19.50165
7	7	8	-107.8917	-62.44544	-19.51278	0.0000000	41.835754	-19.51278

```

+-----+
| No.|REACC - X|REACC - Y|REACC - M|
+-----+
| 1|-122.4284|116.57565|-104.9933|
| 2|-0.011120|157.65812|-0.066720|
| 3|0.0111380|157.55846|0.0668283|
| 4|122.42841|85.425754|104.99326|
+-----+

```

ESTRIBO: 1 Long Original : 6.000 Long Deformada : 6.000

```
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| 0.0000 | 0.6000 | 1.2000 | 1.8000 | 2.4000 | 3.0000 | 3.6000 | 4.2000 | 4.8000 | 5.4000 | 6.0000 |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|-104.9 |-43.02 |-1.559 |23.105 |34.693 |37.047 |33.512 |27.672 |20.158 |10.969 |0.0000 |
|-116.5 |-101.6 |-86.69 |-71.75 |-56.81 |-41.87 |-26.93 |-11.99 |2.9443 |17.884 |-41.87 |
|-122.4 |-85.14 |-54.05 |-29.15 |-10.46 |2.0372 |8.3389 |11.128 |13.918 |16.708 |19.512 |
| 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
```

PILA : 2 Long Original : 6.000 Long Deformada : 6.000

```
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| 0.0000 | 0.6000 | 1.2000 | 1.8000 | 2.4000 | 3.0000 | 3.6000 | 4.2000 | 4.8000 | 5.4000 | 6.0000 |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| -0.066 | -0.060 | -0.053 | -0.046 | -0.040 | -0.033 | -0.026 | -0.020 | -0.013 | -0.006 | 0.0000 |
| -157.6 | -148.9 | -140.2 | -131.5 | -122.7 | -114.0 | -105.3 | -96.63 | -87.91 | -79.19 | -114.0 |
| -0.011 | -0.011 | -0.011 | -0.011 | -0.011 | -0.011 | -0.011 | -0.011 | -0.011 | -0.011 | -0.011 |
| 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
```

DEFORMACIONES Y SOLICITACIONES

Proyecto : ESTRIBO PUENTE
 Hipotesis No. : 1 Perpendicular al eje
 Unidades : TON M GRAD

: Nodo	Coord X	Coord Y	Desp X	Desp Y	Rotacion
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000	6.000	0.000322	-0.000056	-0.004609

: No.	Ni	Nf	Mi	Qi	Ni	Mj	Qj	Nj
1	1	2	-12.42000	-2.070000	-195.1000	0.0000000	-2.070000	-120.4000

: No.	REACC - X	REACC - Y	REACC - M
1	-2.070000	195.10000	-12.42000

DEFORMACIONES Y SOLICITACIONES

SEGUNDO ORDEN

Proyecto : ESTRIBO PUENTE
 Hipotesis No. : 2 Perpendicular al eje
 Unidades : TON M GRAD

: Nodo	Coord X	Coord Y	Desp X	Desp Y	Rotacion
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000	6.000	0.000150	-0.000026	-0.002143

: No.	Ni	Nf	Mi	Qi	Ni	Mj	Qj	Nj
1	1	2	-5.771850	-0.960000	-116.5600	0.0000000	-0.960000	-41.86000

: No.	REACC - X	REACC - Y	REACC - M
1	-0.960000	116.56000	-5.771850

DIMENSIONAMIENTO ESTRIBOS

Dirección: Paralelo al Eje del Puente

Hipótesis 01 y 02

Hipótesis Determinante: 01

BARRA: 1	B = 830.0 cm D = 60.00 cm H = 57.00 cm B0= cm D0= cm H' = 3.000 cm	L = 6.00m
----------	---	-----------

Qc	-126.5	-89.25	-58.16	-33.27	-14.57	-2.079	7.2637	10.053	12.843	15.633	18.437
Fq	39.3	27.4	11.4	4.6	1.1	0.0	0.3	0.8	1.4	2.4	1.9
Φq	15 ø 6	15 ø 6	15 ø 4	15 ø 2							
c	c/10.0	c/15.0	c/15.0	c/10.0	c/30.0	c/30.0	c/30.0	c/30.0	c/30.0	c/20.0	c/25.0

DIMENSIONAMIENTO ESTRIBOS

Dirección: Perpendicular al Eje del Puente

Hipótesis 01 y 02

Hipótesis Determinante: 01

BARRA: 1	B = 830.0 cm D = 60.00 cm H = 57.00 cm B0= cm D0= cm H' = 3.000 cm	L = 6.00m
----------	---	-----------

Nc	-195.1	-180.1	-165.2	-150.2	-135.3	-120.4	-105.4	-90.52	-75.58	17.900	-120.4
Mc	-12.50	-11.26	-10.02	-8.773	-7.525	-6.278	-5.031	-3.786	-2.543	-0.600	0.0000
Fi	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	67.7	67.7
Φi	29 ø10	16 ø16	16 ø16								
+										13 ø20	13 ø20

Estrido PE 1000-700 Hipótesis 01 Verificación a Flexocompresión Oblicua	Estrido PE 1000-700 Hipótesis 02 Verificación a Flexocompresión Oblicua
Número de Puntos : 4 X [cm] Y [cm] 0.00 0.00 60.00 0.00 60.00 830.00 0.00 830.00	Número de Puntos : 4 X [cm] Y [cm] 0.00 0.00 60.00 0.00 60.00 830.00 0.00 830.00
Características Geométricas Area [cm ²] : 49800.00 Perímetro [cm] : 1780.00 Baricentro Xg [cm] : 30.00 Baricentro Yg [cm] : 415.00 Momento de Inercia Baricéntrico Jx [cm ⁴] : 2858935000 Momento de Inercia Baricéntrico Jy [cm ⁴] : 14940000	Características Geométricas Area [cm ²] : 49800.00 Perímetro [cm] : 1780.00 Baricentro Xg [cm] : 30.00 Baricentro Yg [cm] : 415.00 Momento de Inercia Baricéntrico Jx [cm ⁴] : 2858935000 Momento de Inercia Baricéntrico Jy [cm ⁴] : 14940000
Armadura NO Tesa Número de Barras : 59 Armadura fibra traccionada = 72.98 cm ² Armadura fibra comprimida = 22.91 cm ²	Armadura NO Tesa Número de Barras : 59 Armadura fibra traccionada = 72.98 cm ² Armadura fibra comprimida = 22.91 cm ²
MATERIALES Hormigón S"bk [kg/cm ²] : 210 Br [kg/cm ²] : 175	MATERIALES Hormigón S"bk [kg/cm ²] : 210 Br [kg/cm ²] : 175
Acero NO Teso Bs [kg/cm ²] : 4200	Acero NO Teso Bs [kg/cm ²] : 4200
SOLICITACIONES N [t] : -195.10 Mx [tm] : -12.42 My [tm] : -129.88	SOLICITACIONES N [t] : -116.56 Mx [tm] : -5.77 My [tm] : -111.47
VERIFICACION Esfuerzos Resistentes	VERIFICACION Esfuerzos Resistentes
Nu [t] : -246.97 Mxu [tm] : -14.72 Myu [tm] : -164.67	Nu [t] : -145.07 Mxu [tm] : -7.36 Myu [tm] : -138.66
Plano Límite Borde Superior Es [o/oo] : -0.6 Borde Inferior Ei [o/oo] : 5.0 Inclinación Eje Neutro [Grados] : 270.0 Coeficiente de Seguridad : 1.75	Plano Límite Borde Superior Es [o/oo] : -0.5 Borde Inferior Ei [o/oo] : 5.0 Inclinación Eje Neutro [Grados] : 270.0 Coeficiente de Seguridad : 1.75
Excentricidades Solicitantes Mx/N [m] : 0.06 My/N [m] : 0.67	Excentricidades Solicitantes Mx/N [m] : 0.05 My/N [m] : 0.96
Excentricidades Resistentes Mxu/Nu [m] : 0.06 Myu/Nu [m] : 0.67	Excentricidades Resistentes Mxu/Nu [m] : 0.05 Myu/Nu [m] : 0.96
FACTOR DE VERIFICACION Nu/N : 1.266	FACTOR DE VERIFICACION Nu/N : 1.245

EFORMACIONES Y SOLICITACIONES
SEGUNDO ORDEN
=====

Proyecto : PILAS PUENTE
Hipotesis No. : 1 Paralelo al Eje del Puente
Unidades : TON M GRAD

Nodo	Coord X	Coord Y	Desp X	Desp Y	Rotacion
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000	6.000	0.000619	-0.000181	-0.008883

No.	Ni	Nf	Mi	Qi	Ni	Mj	Qj	Nj
1	1	2	-4.707680	-0.755888	-300.2200	0.0000000	-0.755888	-256.6300

No.	REACC - X	REACC - Y	REACC - M
1	-0.755888	300.22000	-4.707680
2	-2.934111	0.0000000	0.0000000

EFORMACIONES Y SOLICITACIONES
SEGUNDO ORDEN
=====

Proyecto : PILAS PUENTE
Hipotesis No. : 2 Paralelo al Eje del Puente
Unidades : TON M GRAD

Nodo	Coord X	Coord Y	Desp X	Desp Y	Rotacion
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000	6.000	0.000000	-0.000086	0.000000

No.	Ni	Nf	Mi	Qi	Ni	Mj	Qj	Nj
1	1	2	0.0000000	0.0000000	-157.6700	0.0000000	0.0000000	-114.0800

No.	REACC - X	REACC - Y	REACC - M
1	0.0000000	157.67000	0.0000000
2	0.0000000	0.0000000	0.0000000

INFORMACIONES Y SOLICITACIONES

Proyecto : PORTICO PUENTE - PILA
Hipotesis No. : 1 Paralela al Eje del Puente
Unidades : TON M RAD

Nodo	Coord X	Coord Y	Desp X	Desp Y	Rotacion
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
2	10.480	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
3	20.830	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
4	31.300	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
5	0.000	6.000	0.000671	-0.000039	-0.002799
6	10.480	6.000	0.000613	-0.000181	0.001024
7	20.830	6.000	0.000554	-0.000104	-0.000185
8	31.300	6.000	0.000496	-0.000021	0.001323

No.	Ni	Nf	Mi	Qi	Ni	Mj	Qj	Nj
1	1	5	-129.8812	-126.5764	-148.9196	0.0000000	15.364796	-74.21965
2	2	6	-4.699924	-0.783320	-300.0834	0.0000000	-0.783320	-256.4934
3	3	7	-4.243283	-0.707213	-185.3928	0.0000000	-0.707213	-141.8028
4	4	8	84.824418	119.06693	-83.72781	0.0000000	-22.87426	-40.13781
5	5	6	0.0000000	-74.21965	-63.77479	-219.0449	160.79034	-63.77479
6	6	7	-219.0449	-95.70306	-66.68147	-125.6691	77.659434	-66.68147
7	7	8	-125.6691	-64.14338	-63.78426	-0.000000	40.137817	-63.78426

No.	REACC - X	REACC - Y	REACC - M
1	-126.5764	148.91965	-129.8812
2	-0.783320	300.08340	-4.699924
3	-0.707213	185.39281	-4.243283
4	119.06693	83.727817	84.824418

ESTRIBO: 1 Long Original : 6.000 Long Deformada : 6.000

```

ESTRIBO: 1 Long original:
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| 0.0000 | 0.6000 | 1.2000 | 1.8000 | 2.4000 | 3.0000 | 3.6000 | 4.2000 | 4.8000 | 5.4000 | 6.0000 |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| 0.0000 | 0.6000 | 1.2000 | 1.8000 | 2.4000 | 3.0000 | 3.6000 | 4.2000 | 4.8000 | 5.4000 | 6.0000 |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| -129.8 | -65.41 | -21.47 | 5.6835 | 19.760 | 24.627 | 23.557 | 20.206 | 15.180 | 8.4808 | 0.0000 |
| -148.9 | -133.9 | -119.0 | -104.0 | -89.15 | -74.21 | -59.27 | -44.33 | -29.39 | -14.45 | -74.21 |
| -126.5 | -89.28 | -58.19 | -33.30 | -14.60 | -2.110 | 4.1910 | 6.9810 | 9.7710 | 12.561 | 15.364 |
| 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+

```

RILA : 2 Long Original : 6.000 Long Deformada : 6.000

DEFORMACIONES Y SOLICITACIONES

Proyecto : PORTICO PUENTE - PILA
Hipotesis No. : 2 Paralela al Eje del Puente
Unidades : TON M RAD

Nodo	Coord X	Coord Y	Desp X	Desp Y	Rotacion
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
2	10.480	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
3	20.830	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
4	31.300	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
5	0.000	6.000	0.000026	-0.000026	-0.001484
6	10.480	6.000	0.000009	-0.000086	0.000506
7	20.830	6.000	-0.000009	-0.000086	-0.000505
8	31.300	6.000	-0.000026	-0.000022	0.001480

No.	Ni	Nf	Mi	Qi	Ni	Mj	Qj	Nj
1	1	5	-104.9933	-122.4284	-116.5756	0.0000000	19.512770	-41.87565
2	2	6	-0.066720	-0.011120	-157.6581	0.0000000	-0.011120	-114.0681
3	3	7	0.0668283	0.0111380	-157.5584	0.0000000	0.0111380	-113.9684
4	4	8	104.99326	122.42841	-85.42575	0.0000000	-19.51278	-41.83575
5	5	6	0.0000000	-41.87565	-19.51277	-108.0985	62.505147	-19.51277
6	6	7	-108.0985	-51.56298	-19.50165	-107.8917	51.523017	-19.50165
7	7	8	-107.8917	-62.44544	-19.51278	0.0000000	41.835754	-19.51278

```

+-----+
| No.: REACC - X:REACC - Y:REACC - M: |
+-----+
| 1:-122.4284;116.57565;-104.9933; |
| 2:-0.011120;157.65812;-0.066720; |
| 3:0.0111380;157.55846;0.0668283; |
| 4:122.42841;85.425754;104.99326; |
+-----+

```

ESTRIBO: 1 Long Original : 6.000 Long Deformada : 6.000

```
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| 0.0000 | 0.6000 | 1.2000 | 1.8000 | 2.4000 | 3.0000 | 3.6000 | 4.2000 | 4.8000 | 5.4000 | 6.0000 |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|-104.9 |-43.02 |-1.559 |23.105 |34.693 |37.047 |33.512 |27.672 |20.158 |10.969 |0.0000 |
|-116.5 |-101.6 |-86.69 |-71.75 |-56.81 |-41.87 |-26.93 |-11.99 |2.9443 |17.884 |-41.87 |
|-122.4 |-85.14 |-54.05 |-29.15 |-10.46 |2.0372 |8.3389 |11.128 |13.918 |16.708 |19.512 |
| 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
```

PILA : 2 Long Original : 6.000 Long Deformada : 6.000

```

+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| 0.0000 | 0.6000 | 1.2000 | 1.8000 | 2.4000 | 3.0000 | 3.6000 | 4.2000 | 4.8000 | 5.4000 | 6.0000 |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|-0.066 |-0.060 |-0.053 |-0.046 |-0.040 |-0.033 |-0.026 |-0.020 |-0.013 |-0.006 | 0.0000 |
|-157.6 |-148.9 |-140.2 |-131.5 |-122.7 |-114.0 |-105.3 |-96.63 |-87.91 |-79.19 |-114.0 |
|-0.011 |-0.011 |-0.011 |-0.011 |-0.011 |-0.011 |-0.011 |-0.011 |-0.011 |-0.011 |-0.011 |
| 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+

```

DEFORMACIONES Y SOLICITACIONES
SEGUNDO ORDEN
=====

Proyecto : PILAS PUENTE
Hipotesis No. : 1 Perpendicular Eje Puente
Unidades : TON M GRAD

Nodo		Coord X	Coord Y	Desp X	Desp Y	Rotacion
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	
2	0.000	6.000	0.003550	-0.000181	-0.050660	

No.	Ni	Nf	Mi	Qi	Ni	Mj	Qj	Nj
1	1	2	-27.44837	-4.710000	-300.2200	0.0000000	-4.110000	-256.6300

No.	REACC - X	REACC - Y	REACC - M
1	-4.710000	300.22000	-27.44837

DEFORMACIONES Y SOLICITACIONES
SEGUNDO ORDEN
=====

Proyecto : PILA PUENTE
Hipotesis No. : 2 Perpendicular Eje Puente
Unidades : TON M GRAD

Nodo		Coord X	Coord Y	Desp X	Desp Y	Rotacion
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	
2	0.000	6.000	0.000180	-0.000086	-0.002300	

No.	Ni	Nf	Mi	Qi	Ni	Mj	Qj	Nj
1	1	2	-1.824457	-0.600000	-157.6700	0.0000000	0.0000000	-114.0800

No.	REACC - X	REACC - Y	REACC - M
1	-0.600000	157.67000	-1.824457

DIMENSIONAMIENTO PILAS

Dirección: Paralelo al Eje del Puente

Hipótesis 01 y 02

Hipótesis Determinante: 01

BARRA:	1	B =	830.0 cm	D =	35.00 cm	H =	32.00 cm	L =	6.00m
		B0=	cm	D0=	cm	H'=	3.000 cm		
Nc	-300.2	-291.5	-282.7	-274.0	-265.3	-256.6	-247.9	-239.1	-230.4
Mc	-4.714	-4.269	-3.815	-3.355	-2.890	-2.422	-1.952	-1.480	-1.009
Fs	116.2	116.2	116.2	116.2	116.2	116.2	116.2	116.2	116.2
φs	37 ø20	37 ø20	37 ø20	37 ø20	37 ø20	37 ø20	37 ø20	37 ø20	37 ø20
Qc	-0.735	-0.735	-0.735	-0.735	-0.735	-0.735	-0.735	-0.735	-0.735
Fq	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Φq	22 ø 2	22 ø 2	22 ø 2	22 ø 2	22 ø 2	22 ø 2	22 ø 2	22 ø 2	22 ø 2
c	c/830.	c/830.	c/830.	c/830.	c/830.	c/830.	c/830.	c/830.	c/830.

DIMENSIONAMIENTO PILAS

Dirección: Perpendicular al Eje del Puente

Hipótesis 01 y 02

Hipótesis Determinante: 01

BARRA:	1	B =	830.0 cm	D =	35.00 cm	H =	32.00 cm	L =	6.00m
		B0=	cm	D0=	cm	H'=	3.000 cm		
Nc	-300.2	-291.5	-282.7	-274.0	-265.3	-256.6	-247.9	-239.1	-230.4
Mc	-28.25	-25.41	-22.56	-19.72	-16.88	-14.05	-11.25	-8.485	-5.752
Fs	116.2	116.2	116.2	116.2	116.2	116.2	116.2	116.2	116.2
φs	37 ø20	37 ø20	37 ø20	37 ø20	37 ø20	37 ø20	37 ø20	37 ø20	37 ø20
Qc	-4.710	-4.650	-4.590	-4.530	-4.470	-4.410	-4.350	-4.290	-4.230
Fq	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
Φq	22 ø 2	22 ø 2	22 ø 2	22 ø 2	22 ø 2	22 ø 2	22 ø 2	22 ø 2	22 ø 2
c	c/767.	c/765.	c/760.	c/757.	c/752.	c/747.	c/742.	c/737.	c/730.

PILAS PP 1000-700 Hipótesis 01 Verificación a Flexocompresión Oblicua	PILAS PP 1000-700 Hipótesis 02 Verificación a Flexocompresión Oblicua
Número de Puntos : 4 X [cm] Y [cm] 0.00 0.00 35.00 0.00 35.00 830.00 0.00 830.00	Número de Puntos : 4 X [cm] Y [cm] 0.00 0.00 35.00 0.00 35.00 830.00 0.00 830.00
Características Geométricas Area [cm ²] : 29050.00 Perímetro [cm] : 1730.00 Baricentro Xg [cm] : 17.50 Baricentro Yg [cm] : 415.00 Momento de Inercia Baricéntrico Jx [cm ⁴] : 1667712083 Momento de Inercia Baricéntrico Jy [cm ⁴] : 2965521	Características Geométricas Area [cm ²] : 29050.00 Perímetro [cm] : 1730.00 Baricentro Xg [cm] : 17.50 Baricentro Yg [cm] : 415.00 Momento de Inercia Baricéntrico Jx [cm ⁴] : 1667712083 Momento de Inercia Baricéntrico Jy [cm ⁴] : 2965521
Armadura NO Tesa Número de Barras : 74 Armadura fibra traccionada = 116.18 cm ² Armadura fibra comprimida = 116.18 cm ²	Armadura NO Tesa Número de Barras : 74 Armadura fibra traccionada = 116.18 cm ² Armadura fibra comprimida = 116.18 cm ²
MATERIALES Hormigón S'bk [kg/cm ²] : 210 Br [kg/cm ²] : 175	MATERIALES Hormigón S'bk [kg/cm ²] : 210 Br [kg/cm ²] : 175
Acero NO Teso Bs [kg/cm ²] : 4200	Acero NO Teso Bs [kg/cm ²] : 4200
SOLICITACIONES N [t] : -300.22 Mx [tm] : -27.45 My [tm] : -4.71	SOLICITACIONES N [t] : -157.67 Mx [tm] : -1.82 My [tm] : 0.00
VERIFICACION Esfuerzos Resistentes Nu [t] : -2502.63 Mxu [tm] : -233.41 Myu [tm] : -41.30	VERIFICACION Esfuerzos Resistentes Nu [t] : -2754.65 Mxu [tm] : -26.08 Myu [tm] : 0.00
Plano Límite Borde Superior Es [o/oo] : -3.3 Borde Inferior Ei [o/oo] : -0.3 Inclinación Eje Neutro [Grados] : 269.70 Coeficiente de Seguridad : 2.10	Plano Límite Borde Superior Es [o/oo] : -2.20 Borde Inferior Ei [o/oo] : -1.80 Inclinación Eje Neutro [Grados] : 180.0 Coeficiente de Seguridad : 2.10
Excentricidades Solicitantes Mx/N [m] : 0.09 My/N [m] : 0.02	Excentricidades Solicitantes Mx/N [m] : 0.01 My/N [m] : 0.00
Excentricidades Resistentes Mxu/Nu [m] : 0.09 Myu/Nu [m] : 0.02	Excentricidades Resistentes Mxu/Nu [m] : 0.01 Myu/Nu [m] : 0.00
FACTOR DE VERIFICACION Nu/N : 8.336	FACTOR DE VERIFICACION Nu/N : 17.471

ASPECTOS REGLAMENTARIOS DE ARMADURAS

ESTRIBOS PE 1000 - 700

As traccionada = 72.98 cm²

As min = 5 o/oo x Ab / 2 = 0.005 x 60 cm x 830 cm / 2 = 124.50 cm²

As min = 124.50 cm² > As traccionada = 72.98 cm²

As adoptada = 1 diámetro 20 mm c/ 20 cm (135.02 cm²)

Arep = 0.20 Asmin = 0.20 x 124.50 cm² = 24.90 cm²

Arep = 1 diámetro 10 mm c/ 20 cm (26.47 cm²)

Para las Posiciones 19 y 27/1 se respetan las armaduras para estribos de H = 7.00 m de altura según plano tipo 6751 DPV, debido a que el conjunto muro-ala se calcula como pórtico abierto para resistir el empuje de suelo.

Posición 19 = 1 diámetro 12 mm c/ 18 cm

Posición 27/1= 1 diámetro 12 mm c/ 10 cm

$$\tau = Q_{max} / (b_0 \times z) = 126559 \text{ Kg} / (830 \text{ cm} \times 0.85 \times 55 \text{ cm}) = 3.26 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = 3.26 \text{ Kg/cm}^2 \quad < \quad \tau_{tol} = 5.00 \text{ Kg/cm}^2$$

PILAS PP 1000 - 700

As Comprimida = 116.18 cm²

As min = 5 o/oo x Ab / 2 = 0.005 x 35 cm x 830 cm / 2 = 72.63 cm²

As min = 72.63 cm² < As Comprimida = 116.18 cm²

As adoptada = 1 diámetro 16 mm c/ 14 cm (120.60 cm²)

Arep = 0.20 Asmin = 0.20 x 116.18 cm² = 23.24 cm²

Arep = 1 diámetro 10 mm c/ 20 cm (26.86 cm²)

$$\tau = Q_{max} / (b_0 \times z) = 4710 \text{ Kg} / (825 \text{ cm} \times 0.85 \times 35 \text{ cm}) = 0.19 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = 0.19 \text{ Kg/cm}^2 \quad < \quad \tau_{tol} = 5.00 \text{ Kg/cm}^2$$

DEFORMACIONES Y SOLICITACIONES
SEGUNDO ORDEN

Proyecto : BASES ESTRIBOS
Hipotesis No. : 1 Multitud Compacta y A-30
sin Impacto Vertical
Unidades : TON M GRAD

Nodo	Coord X	Coord Y	Desp X	Desp Y	Rotacion
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000	6.000	0.000671	-0.000048	-0.002075

No.	Ni	Nf	Mi	Qi	Ni	Mj	Qj	Nj
1	1	2	-129.8834	-126.5616	-172.6600	0.0000000	15.379564	-97.96000

No.	REACC - X	REACC - Y	REACC - M
1	-126.5616	172.6600	-129.8834
2	-63.78956	0.0000000	0.0000000

DEFORMACIONES Y SOLICITACIONES
SEGUNDO ORDEN

Proyecto : BASES ESTRIBOS
Hipotesis No. : 2 Multitud Compacta y A-30
Sin Impacto Vertical
Unidades : TON M GRAD

Nodo	Coord X	Coord Y	Desp X	Desp Y	Rotacion
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000	6.000	0.000194	-0.000026	0.004764

No.	Ni	Nf	Mi	Qi	Ni	Mj	Qj	Nj
1	1	2	-111.4686	-123.5050	-116.5600	0.0000000	18.436112	-41.86000

No.	REACC - X	REACC - Y	REACC - M
1	-123.5050	116.5600	-111.4686
2	-18.43611	0.0000000	0.0000000

DEFORMACIONES Y SOLICITACIONES
SEGUNDO ORDEN

Proyecto : BASES ESTRIBOS
Hipotesis No. : 1 Multitud Compacta y A-30
Sin Impacto Vertical
Perpendicular al Eje
Unidades : TON M GRAD

Nodo	Coord X	Coord Y	Desp X	Desp Y	Rotacion
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000	6.000	0.000323	-0.000048	-0.004630

No.	Ni	Nf	Mi	Qi	Ni	Mj	Qj	Nj
1	1	2	-12.46372	-2.070000	-172.6600	0.0000000	-2.070000	-97.96000

No.	REACC - X	REACC - Y	REACC - M
1	-2.070000	172.6600	-12.46372

DEFORMACIONES Y SOLICITACIONES
SEGUNDO ORDEN

Proyecto : BASES ESTRIBOS
Hipotesis No. : 2 Multitud Compacta y A-30
Sin Impacto Vertical
Perpendicular al Eje
Unidades : TON M GRAD

Nodo	Coord X	Coord Y	Desp X	Desp Y	Rotacion
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000	6.000	0.000150	-0.000026	-0.002143

No.	Ni	Nf	Mi	Qi	Ni	Mj	Qj	Nj
1	1	2	-5.771850	-0.960000	-116.5600	0.0000000	-0.960000	-41.86000

No.	REACC - X	REACC - Y	REACC - M
1	-0.960000	116.5600	-5.771850

DEFORMACIONES Y SOLICITACIONES
SEGUNDO ORDEN

Proyecto : BASES PILAS
Hipotesis No. : 1 Multitud Compacta y A-30
Sin Impacto Vertical
Unidades : TON M GRAD

Nodo	Coord X	Coord Y	Desp X	Desp Y	Rotacion
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000	6.000	0.000618	-0.000154	-0.008868

No.	Ni	Nf	Mi	Qi	Ni	Mj	Qj	Nj
1	1	2	-4.706302	-0.759894	-259.4914	0.0000000	-0.759894	-215.9014

No.	REACC - X	REACC - Y	REACC - M
1	-0.759894	259.49142	-4.706302
2	-2.930105	0.0000000	0.0000000

DEFORMACIONES Y SOLICITACIONES
SEGUNDO ORDEN

Proyecto : BASES PILAS
Hipotesis No. : 2 Multitud Compacta y A-30
Sin Impacto Vertical
Unidades : TON M GRAD

Nodo	Coord X	Coord Y	Desp X	Desp Y	Rotacion
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000	6.000	0.000000	-0.000086	0.000000

No.	Ni	Nf	Mi	Qi	Ni	Mj	Qj	Nj
1	1	2	0.0000000	0.0000000	-157.6700	0.0000000	0.0000000	-114.0800

No.	REACC - X	REACC - Y	REACC - M
1	0.0000000	157.67000	0.0000000
2	0.0000000	0.0000000	0.0000000

DEFORMACIONES Y SOLICITACIONES
SEGUNDO ORDEN

Proyecto : BASES PILAS
Hipotesis No. : 1 Multitud Compacta y A-30
Sin Impacto Vertical
Perpendicular al Eje
Unidades : TON M GRAD

Nodo	Coord X	Coord Y	Desp X	Desp Y	Rotacion
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000	6.000	0.003526	-0.000154	-0.050309

No.	Ni	Nf	Mi	Qi	Ni	Mj	Qj	Nj
1	1	2	-27.29820	-4.710000	-259.4914	0.0000000	-4.110000	-215.9014

No.	REACC - X	REACC - Y	REACC - M
1	-4.710000	259.49142	-27.29820

DEFORMACIONES Y SOLICITACIONES
SEGUNDO ORDEN

Proyecto : BASES PILAS
Hipotesis No. : 2 Multitud Compacta y A-30
Sin impacto Vertical
Perpendicular al Eje
Unidades : TON M GRAD

Nodo	Coord X	Coord Y	Desp X	Desp Y	Rotacion
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000	6.000	0.000180	-0.000086	-0.002300

No.	Ni	Nf	Mi	Qi	Ni	Mj	Qj	Nj
1	1	2	-1.824457	-0.600000	-157.6700	0.0000000	0.0000000	-114.0800

No.	REACC - X	REACC - Y	REACC - M
1	-0.600000	157.67000	-1.824457

8.- MURO DE ALAS

La mejor forma de ejecutar las alas es uniéndolas rigidamente a las paredes de los estribos, extendiendo la fundación de los mismos para evitar fisuraciones al actuar las alas en voladizo. El empuje de tierra actúa sobre un pórtico abierto. El relleno detrás de los estribos debe ser compactado fuertemente durante la construcción, y mas tarde se compacta aún más debido a las cargas del tráfico, produciendo probablemente una reducción de las presiones horizontales.-

Las armaduras del pórtico se disponen a la altura del banco de apoyo y por debajo de él hasta por encima de las fundaciones. El espesor de las alas es función de la altura total del puente, por lo cual se adoptan las armaduras correspondientes a los planos tipos 3805/A y 3805/A/1, respetando sus longitudes y los espesores correspondientes a los estribos dimensionados en la presente memoria.-

9.- FUNDACIONES

Para el cálculo de las fundaciones, directas o indirectas, y las presiones del terreno, el efecto de impacto es despreciable, ya que la gran masa de estos elementos hace que el efecto sea secundario. Adoptamos para este puente, tanto para estribos como pilas, fundaciones directas o superficiales, tipo zapata de hormigón armado H-21 y ADN 420 de planta rectangular y de altura variable.-

La distribución de presiones en la base de la zapata depende de su rigidez y de la deformabilidad del material de apoyo. En los casos normales se admite una distribución constante o lineal de las tensiones en el terreno, según que la carga sea centrada o excéntrica.-

Para asegurar que la hipótesis de presiones lineales sea válida, se exige cierta rigidez en la zapata, y según el criterio del CEB, se recomienda que la relación entre la altura y la menor luz libre de la zapata no sea menor a 0.50.-

Las fundaciones serán ejecutadas a una profundidad mínima de 1.50 m, para evitar efectos de expansión del suelo debido a la variación de la humedad superficial y erosión provocada por las aguas pluviales que escurren superficialmente.-

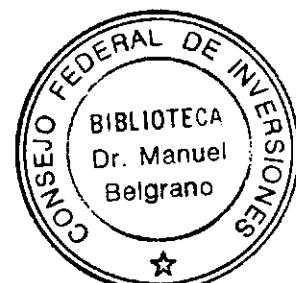
Características del terreno:
σterreno admisible adoptado = 3.00 Kg/cm² (estudio)
Fricción terreno - hormigón = 0.40
ϕ ángulo de fricción interna = 11°
γ peso específico del terreno = 1.85 t/m³
c cohesión del terreno = 4.90 t/m²

9.1.- BASE ESTRIBO PE 1000-700

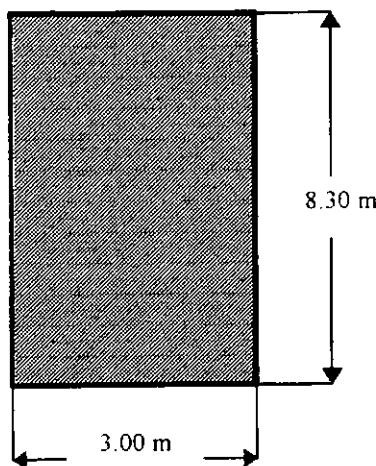
Las solicitudes utilizadas para el dimensionamiento de las bases, como se expresó anteriormente, no tienen incluido el coeficiente de impacto vertical correspondiente a las sobrecargas de uso (multitud compacta y aplanadora A-30). Las solicitudes fueron calculadas a nivel superior de la base, por lo cual el esfuerzo de corte proveniente del estribo se encuentra a una distancia del terreno igual a la altura de la zapata.-

HIPOTESIS 1:

$$\begin{aligned} N &= -172.66 \text{ t} / 8.30 \text{ m} = -20.80 \text{ t/m} \\ M_y &= -129.88 \text{ tm} / 8.30 \text{ m} = -15.65 \text{ tm/m} \\ M_x &= -12.46 \text{ tm} \\ Q_y &= -126.56 \text{ t} / 8.30 \text{ m} = -15.25 \text{ t/m} \\ Q_x &= -2.07 \text{ t} \end{aligned}$$



El tabique que recibe la base, está sometido a flexocompresión oblicua, la distribución de tensiones en el terreno es tal que en cada vértice de la superficie de apoyo de la base, el valor de la tensión es diferente. Vamos a realizar una verificación para saber cuánto incide el M_x en la tensión del terreno:



$$W_x = 300 \text{ cm} \times (830 \text{ cm})^2 / 6 = 34445000 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_x = 1246000 \text{ Kg/cm} / 34445000 \text{ cm}^3 = 0.04 \text{ Kg/cm}^2$$

Podemos observar que para las bases de los estribos, la incidencia de M_x en las tensiones del terreno es despreciable. Por lo tanto para simplificar el cálculo, dimensionamos las bases a flexión compuesta recta, es decir teniendo en cuenta solamente M_y .

$$N = -20.80 \text{ t/m}$$

$$M_y = -15.65 \text{ tm/m}$$

$$Q_y = -15.25 \text{ t/m}$$

a.- GEOMETRIA DE LA SECCION

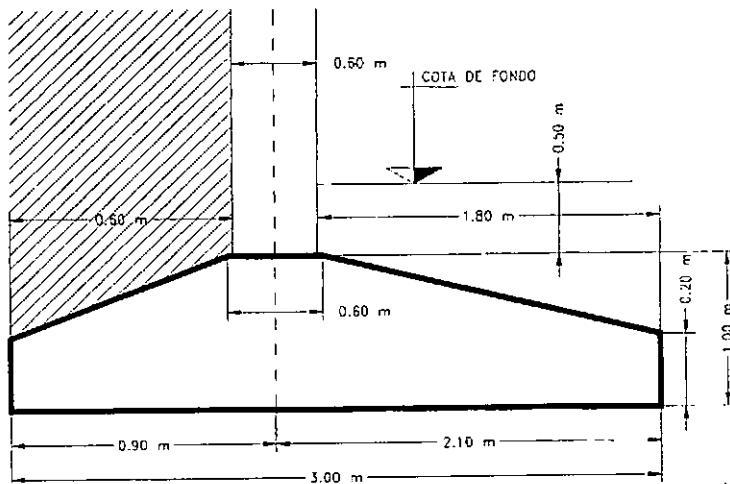
$$\text{Volumen} = 0.20 \times 3.00 + 0.80 \times 0.60 + 0.60 \times 0.80 \times 0.50 + 1.80 \times 0.80 \times 0.50 = 2.04 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$\text{Peso} = 2.04 \times 2.50 = 5.10 \text{ t/m}$$

$$\text{Area} = 3.00 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$\text{Módulo Resistente } W = (3.00)^2 / 6 = 1.50 \text{ m}^3/\text{m}$$

Esquema de la base PE 1000-700



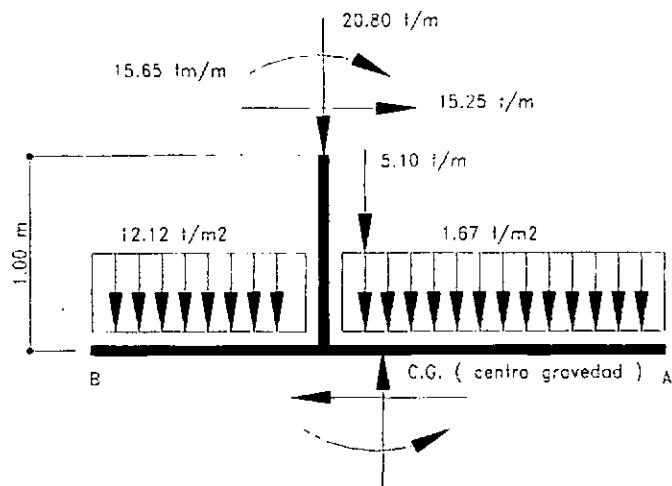
b.- Características del Terreno:

Tensión admisible promedio = 30.00 t/m²
 Tensión máxima admisible = 30.00 t/m²
 Peso específico del suelo = 1.85 t/m³
 Coeficiente fricción suelo-H = 0.40
 Cohesión = 4.90 t/m²
 Ángulo de fricción del suelo = 11°

c.- Materiales:

Hormigón H-21 $\beta_r = 175 \text{ Kg/cm}^2$
 Acero ADN 420 $\beta_\sigma = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

d.- Cargas:



$$X_g = \frac{(0.20 \times 3.00 \times 1.50 + 0.60 \times 0.80 \times 0.50 \times 0.40 + 0.60 \times 0.80 \times 0.90 + 1.80 \times 0.80 \times 0.50 \times 1.90)}{2.04}$$

$$X_g = 1.37 \text{ m}$$

e.- Solicitaciones en el terreno:

$$R = 5.10 + 20.80 + 12.12 \times 0.60 + 1.67 \times 1.80 = 36.18 \text{ t/m}$$

$$M = 15.65 + 15.25 \times 1.00 + 1.67 \times 1.80 \times 0.60 - (20.80 \times 0.60 + 5.10 \times 0.13 + 12.12 \times 0.60 \times 1.20)$$

$$M = 10.83 \text{ tm/m (respecto de C.G.)}$$

$$H = 15.25 \text{ t/m}$$

f.- Tensiones en el terreno:

$$e = M/N = 10.83 / 36.18 = 0.30 \text{ m}$$

$$AB / 6 = 3.00 / 6 = 0.50 \text{ m}$$

$e = 0.30 \text{ m} < AB = 0.50 \text{ m}$, entonces la resultante cae dentro del núcleo central
 Compresión Total

$$\sigma_A = M/W + N/A = 10.83/1.50 + 36.18/3.00 = 19.28 \text{ t/m}^2 < \sigma_{admt} = 30 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_A = -M/W + N/A = -10.83/1.50 + 36.18/3.00 = 4.84 \text{ t/m}^2 < \sigma_{admt} = 30 \text{ t/m}^2$$

g.- Verificación al Vuelco:

$$MV^{(A)} = 15.65 + 15.25 \times 1.00 = 30.90 \text{ tm/m}$$

$$ME^{(A)} = 20.80 \times 2.10 + 5.10 \times 1.63 + 1.67 \times 1.80 \times 0.90 + 12.12 \times 0.60 \times 2.70 = 74.33 \text{ tm/m}$$

$$ME^{(A)} / MV^{(A)} = 74.33 / 30.90 = 2.41 > 1.50$$

h.- Verificación al deslizamiento:

$$H_2 = \text{Tensor} = (36.18 \times 0.60) / (7.23) = 3.00 \text{ t/m}$$

$$H_1 = 15.25 \text{ t/m}$$

$$\tau_{\text{trabajo}} = H / A = (15.25 + 3.00) / 3.00 = 6.08 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_{\text{rotura}} = c + \sigma \times \tan \phi = 4.9 + 36.18 / 3.00 \times \tan 11^\circ = 7.19 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_{\text{rotura}} / \tau_{\text{trabajo}} = 7.19 / 6.08 = 1.18 < 1.50$$

Recurrimos a la colaboración del Empuje Pasivo:

$$C_{\text{pas}} = 1 / C_{\text{ac}} = 1 / 0.68 = 1.47$$

$$Ph = 1.50 \text{ m} \times 1.85 \text{ t/m}^3 = 2.78 \text{ t/m}^2$$

$$E_{\text{pas}} = Ph \times C_{\text{pas}} \times 1.50 \text{ m} / x = 2.78 \text{ t/m}^2 \times 1.47 \times 1.50 \text{ m} / 2 = 3.06 \text{ t}$$

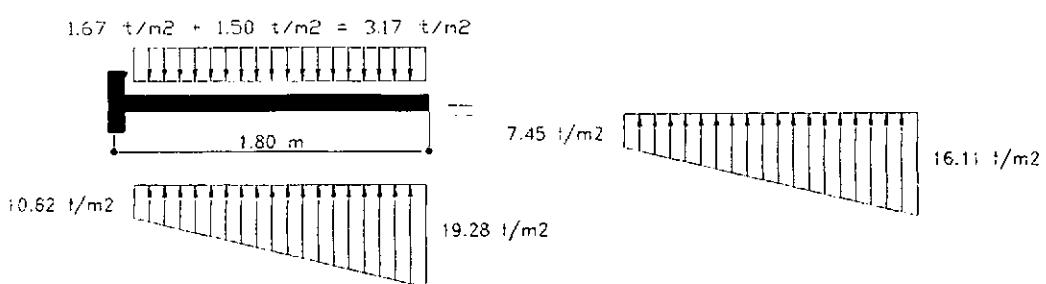
$$\tau_{\text{trabajo}} = H / A = (15.25 + 3.00 - 3.06) / 3.00 = 5.06 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_{\text{rotura}} = c + \sigma \times \tan \phi = 4.9 + 36.18 / 3.00 \times \tan 11^\circ = 7.19 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_{\text{rotura}} / \tau_{\text{trabajo}} = 7.19 / 5.06 = 1.42 \text{ aproximadamente } 1.50$$

i.- DIMENSIONAMIENTO:

Ala Derecha



$$M_{\text{max}} = 7.45 \times 1.80 \times 1.80 / 2 + 8.66 \times 1.80 \times 0.5 \times 2/3 \times 1.80 = 21.42 \text{ tm/m}$$

$$Q_{\text{max}} = 7.45 \times 1.80 + 8.66 \times 1.80 / 2 = 21.20 \text{ t/m}$$

$$K_h = 95 \text{ cm} / \sqrt{21.42 \text{ tm/m} \cdot 1.00 \text{ m}} = 20.53 \quad K_s = 0.44$$

$$A_s = 21.42 \text{ tm/m} \times 0.44 / 0.95 \text{ m} = 9.92 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (1 \phi 12 \text{ mm} \text{ c/ } 11 \text{ cm} = 10.28 \text{ cm}^2/\text{m})$$

$$A_{\text{rep}} = 0.20 \times 9.92 \text{ cm}^2/\text{m} = 1.98 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (1 \phi 8 \text{ mm} \text{ c/ } 20 \text{ cm} = 2.50 \text{ cm}^2/\text{m})$$

$$\tau = Q_{\text{max}} / (b_o \times z) = 21200 \text{ Kg/m} / (100 \text{ cm} \times 0.85 \times 95 \text{ cm}) = 2.63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K_2 = 0.12 / 1.00 + 0.60 = 0.72$$

$$\tau_{\text{tolr}} = 0.72 \times 5.00 \text{ Kg/cm}^2 = 3.60 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau = 2.63 \text{ Kg/cm}^2 > \tau_{\text{tolr}} = 3.60 \text{ Kg/cm}^2$$

Para el dimensionamiento del ala izquierda, utilizamos la **HIPOTESIS 2**, pues es probable que al no estar la sobrecarga de uso, se generen tensiones de tracción en las fibras superiores:

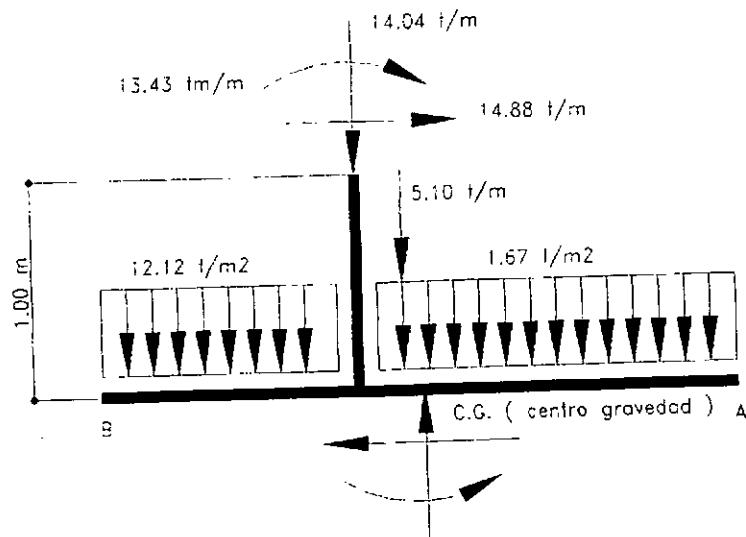
HIPOTESIS 2:

$$N = -14.04 \text{ t/m}$$

$$M_y = -13.43 \text{ tm/m}$$

$$Q_y = -14.88 \text{ t}$$

a.- SOLICITACIONES



b.- Solicitaciones en el terreno:

$$R = 5.10 + 14.04 + 12.12 \times 0.60 + 1.67 \times 1.80 = 29.42 \text{ t/m}$$

$$M = 13.43 + 14.88 \times 1.00 + 1.67 \times 1.80 \times 0.60 - (14.04 \times 0.60 + 5.10 \times 0.13 + 12.12 \times 0.60 \times 1.20)$$

$$M = 12.30 \text{ tm/m} \text{ (respecto de C.G.)}$$

$$H = 14.88 \text{ t/m}$$

f.- Tensiones en el terreno:

$$e = M/N = 12.30 / 29.42 = 0.42 \text{ m}$$

$$AB / 6 = 2.00 / 6 = 0.50 \text{ m}$$

$e = 0.42 \text{ m} < AB = 0.50 \text{ m}$, entonces la resultante cae dentro del núcleo central
Compresión Total

$$\sigma_A = M/W + N/A = 12.30/1.50 + 29.42/3.00 = 18.01 \text{ t/m}^2 < \sigma_{admt} = 30 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_A = -M/W + N/A = -12.30/1.50 + 29.42/3.00 = -1.61 \text{ t/m}^2 < \sigma_{admt} = 30 \text{ t/m}^2$$

g.- Verificación al Vuelco:

$$MV^{(A)} = 13.43 + 14.88 \times 1.00 = 28.31 \text{ tm/m}$$

$$ME^{(A)} = 14.04 \times 2.10 + 5.10 \times 1.63 + 1.67 \times 1.80 \times 0.90 + 12.12 \times 0.60 \times 2.70 = 60.14 \text{ tm/m}$$

$$ME^{(A)} / MV^{(A)} = 60.14 / 28.31 = 2.12 > 1.50$$

h.- Verificación al deslizamiento:

$$H_2 = \text{Tensor} = (29.42 \times 0.60) / (7.23) = 2.44 \text{ t/m}$$

$$H_1 = 14.88 \text{ t/m}$$

$$\tau_{trabajo} = H / A = (14.88 + 2.44) / 3.00 = 5.77 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_{rotura} = c + \sigma \times \tan \phi = 4.9 + 29.42 / 3.00 \times \tan 11^\circ = 6.76 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_{rotura} / \tau_{trabajo} = 6.76 / 5.77 = 1.17 < 1.50$$

Recurrimos a la colaboración del Empuje Pasivo:

$$C_{pas} = 1 / C_{ac} = 1 / 0.68 = 1.47$$

$$Ph = 1.50 \text{ m} \times 1.85 \text{ t/m}^3 = 2.78 \text{ t/m}^2$$

$$E_{pas} = Ph \times C_{pas} \times 1.50 \text{ m} / x = 2.78 \text{ t/m}^2 \times 1.47 \times 1.50 \text{ m} / 2 = 3.06 \text{ t}$$

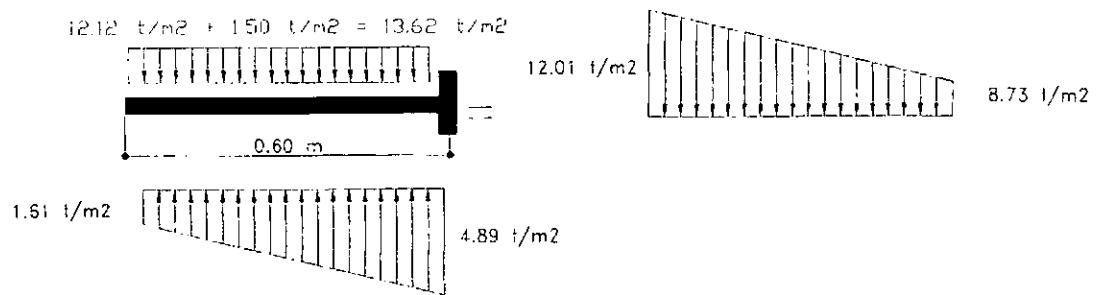
$$\tau_{trabajo} = H / A = (14.88 + 2.44 - 3.06) / 3.00 = 4.75 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_{rotura} = c + \sigma \times \tan \phi = 4.9 + 29.42 / 3.00 \times \tan 11^\circ = 6.76 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_{rotura} / \tau_{trabajo} = 6.76 / 4.75 = 1.42 \text{ aproximadamente 1.50}$$

i.- DIMENSIONAMIENTO:

Ala Izquierda:



$$M_{\max} = 8.73 \times 0.60 \times 0.60 / 2 + 3.28 \times 0.60 \times 0.5 \times 2/3 \times 0.60 = 1.97 \text{ tm/m}$$

$$Q_{\max} = 8.73 \times 0.60 + 3.28 \times 0.60 / 2 = 6.22 \text{ t/m}, \text{ Verifica por Hipótesis 1}$$

$$K_h = 95 \text{ cm} / \sqrt{1.97 \text{ tm/m} / 1.00 \text{ m}} = 67.68 \quad K_s = 0.43$$

$$A_s = 1.97 \text{ tm/m} \times 0.43 / 0.95 \text{ m} = 0.89 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (1 \phi 8 \text{ mm c/ 20 cm})$$

$$A_{\text{rep}} = 0.20 \times 0.89 \text{ cm}^2/\text{m} = 0.18 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (1 \phi 8 \text{ mm c/ 20 cm})$$

9.2.- BASE PILA PP-1000-700

Valen las mismas consideraciones hechas que para el cálculo de las fundaciones de los estribos. Las solicitudes a tener en cuenta son las siguientes:

$$N = -31.26 \text{ t/m}$$

$$M_y = -0.57 \text{ tm/m}$$

$$Q_y = -0.09 \text{ t/m}$$

a.- GEOMETRIA DE LA SECCION

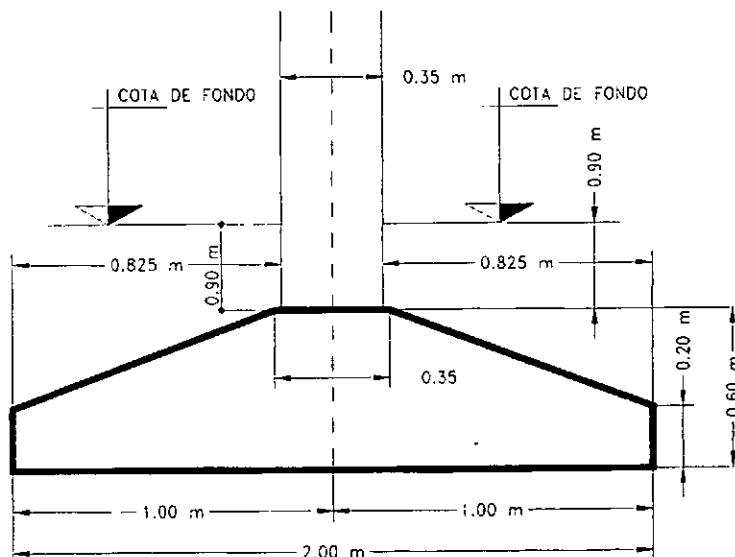
$$\text{Volumen} = 2.00 \times 0.20 + 0.35 \times 0.40 + 2 \times 0.825 \times 0.40 \times 0.50 = 0.87 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$\text{Peso} = 0.87 \times 2.50 = 2.18 \text{ t/m}$$

$$\text{Area} = 2.00 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$\text{Módulo Resistente } W = (2.00)^2 / 6 = 0.67 \text{ m}^3/\text{m}$$

Esquema de la base Pp-1000-700



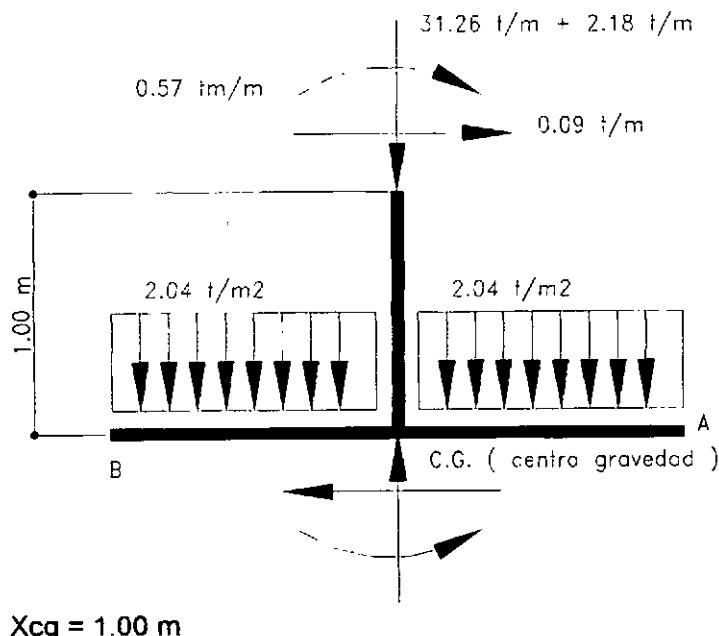
b.- Características del Terreno:

Tensión admisible promedio = 30.00 t/m²
 Tensión máxima admisible = 30.00 t/m²
 Peso específico del suelo = 1.85 t/m³
 Coeficiente fricción suelo-H = 0.40
 Cohesión = 4.90 t/m²
 Ángulo de fricción del suelo = 11°

c.- Materiales:

Hormigón H-21 $\beta_r = 175 \text{ Kg/cm}^2$
 Acero ADN 420 $\beta_\sigma = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

d.- Cargas:



e.- Solicitaciones en el terreno:

$$R = 2.18 + 31.26 + 2 \times 2.04 \times 0.825 = 36.81 \text{ t/m}$$

$$M = 0.57 + 0.09 \times 0.60 = 0.62 \text{ tm/m} \text{ (respecto del centro de gravedad)}$$

$$H = 0.09 \text{ t/m}$$

f.- Tensiones en el terreno:

$$e = M/N = 0.62 / 36.81 = 0.02 \text{ m}$$

$$AB / 6 = 2.00 / 6 = 0.33 \text{ m}$$

$e = 0.02 \text{ m} < AB = 0.33 \text{ m}$, entonces la resultante cae dentro del núcleo central
 Compresión Total

$$\sigma_A = M/W + N/A = 0.62/0.67 + 36.81/2.00 = 19.33 \text{ t/m}^2 < \sigma_{admt} = 30 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_A = -M/W + N/A = -0.62/0.67 + 36.81/2.00 = 17.48 \text{ t/m}^2 < \sigma_{admt} = 30 \text{ t/m}^2$$

g.- Verificación al Vuelco:

$$MV^{(A)} = 0.57 + 0.09 \times 0.60 = 0.62 \text{ tm/m}$$

$$ME^{(A)} = 31.26 \times 1.00 + 2.18 \times 1.00 + 2.04 \times 0.825 \times 1.59 + 2.04 \times 0.825 \times 0.41 = 36.81 \text{ tm/m}$$

$$ME^{(A)} / MV^{(A)} = 36.81 / 0.62 = 59.37 > 1.50$$

h.- Verificación al deslizamiento:

$$H = 0.09 \text{ t/m}$$

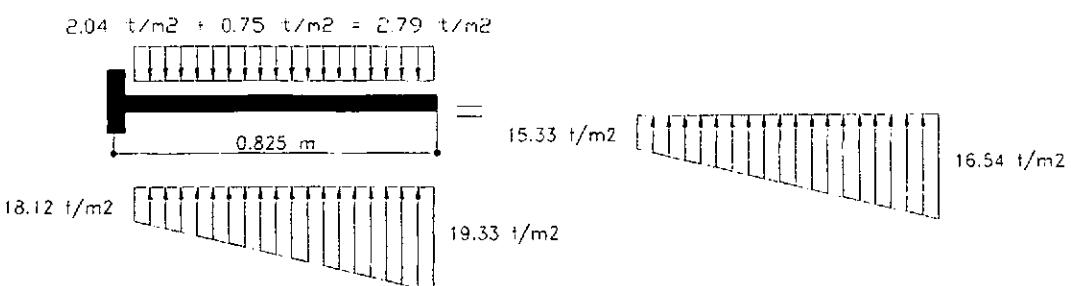
$$\tau_{\text{trabajo}} = H / A = (0.09) / 2.00 = 0.05 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_{\text{rotura}} = c + \sigma \times \tan \phi = 4.90 + 36.81 / 2.00 \times \tan 11^\circ = 8.40 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_{\text{rotura}} / \tau_{\text{trabajo}} = 8.40 / 0.05 = 1.68 >> 1.50$$

i.- DIMENSIONAMIENTO:

Ala Derecha



$$M_{\max} = 15.33 \times 0.825 \times 0.825 / 2 + 1.21 \times 0.825 \times 0.5 \times 2/3 \times 0.825 = 5.49 \text{ tm/m}$$

$$Q_{\max} = 15.33 \times 0.825 + 1.21 \times 0.825 / 2 = 13.15 \text{ t/m}$$

$$K_h = 55 \text{ cm} / \sqrt{5.49 \text{ tm/m} / 100 \text{ m}} = 23.47 \quad K_s = 0.43$$

$$A_s = 5.49 \text{ tm/m} \times 0.43 / 0.55 \text{ m} = 4.29 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (1 \phi 10 \text{ mm c/ 18 cm} = 4.36 \text{ cm}^2/\text{m})$$

$$A_{\text{rep}} = 0.20 \times 4.29 \text{ cm}^2/\text{m} = 0.86 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (1 \phi 8 \text{ mm c/ 20 cm} = 2.50 \text{ cm}^2/\text{m})$$

$$\tau = Q_{\max} / (b_0 \times z) = 13150 \text{ Kg/m} / (100 \text{ cm} \times 0.85 \times 55 \text{ cm}) = 2.81 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K_2 = 0.12 / 0.55 + 0.60 = 0.80$$

$$\tau_{\text{tolr}} = 0.80 \times 5.00 \text{ Kg/cm}^2 = 4.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau = 2.81 \text{ Kg/cm}^2 > \tau_{\text{tolr}} = 4.43 \text{ Kg/cm}^2$$

Para el dimensionamiento del ala izquierda, no hace falta utilizar la HIPÓTESIS 2, pues en este caso no hay sobrecarga remanente en las fibras superiores.-

Armadura superior adoptada 1 φ 8 mm c/ 20 cm

ALCANTARILLA SOBRE ARROYO CAÑADA DE GOMEZ - PCIA. DE SANTA FE
DISTRITO CAÑADA DE GOMEZ - CALLE COCHABAMBA - CALZADA NATURAL

PROGRESIVA: Km.: 26.060

PLANILLA DE COMPUTO METRICO

Cota Calzada = 78.09 m
 Cota Desagüe = 72.31 m
 Cota Fundación = 70.81 m
 Cota T. Natural = 78.04 m

Longitud Tramos = 10.00 m
 Cantidad Tramos = 3.00
 Altura libre (h) = 5.25 m
 Ancho (A.C.) = 8.30 m

ALCANTARILLA PUENTE RECTA C/V y C/B

DESIGNACION DE LAS OBRAS	DIMENSIONES	UNIDAD	CANTIDAD	
			PARCIALES	TOTALES
ITEM Excavación a Pala Manual	ESTRIBOS ALAS PILA	2*(10.12*3.2*1.6) 4*(4.1*3.2*1.6) 2*(8.8*1.6*2.2)	(m3) (m3) (m3)	103.63 83.97 61.95 249.55
ITEM Excavación a Máquina		2*1.2*(5.25+0.48+0.05)*(2*4+10.12)	(m3)	251.36 251.36
ITEM H° Tipo "B" (1:2:3) [H-21 s/CIRSOC]	BASES ESTRIBOS PILAS ESTRIBOS PILAS LOSA BARANDAS	4*(0.2*3*4) 2*(0.2*3*10.12) 4*((3+0.6)*0.8*0.5*4) 2*((3+0.6)*0.8*0.5*10.12) 2*(0.2*2*8.6) 2*((2+0.35)*0.4*0.5*8.6) 2*(0.6*10.12*5.75) 4*((5.75+3.53)*4*0.5*0.6) 2*((0.15+0.1)*0.05*0.5*9.4) 2*(0.35*8.6*6.15) 4*((0.15+0.1)*0.05*0.5*8.6) 1*(10.35*8.6*0.48)+2*(10.775*8.6*0.48) 2*(31.9*0.5*0.18) 2*(31.9*0.05*0.18*0.5) 2*(0.1*0.15*31.9) 2*21*(0.4*0.15*0.15)	(m3) (m3) (m3) (m3) (m3) (m3) (m3) (m3) (m3) (m3) (m3) (m3) (m3) (m3) (m3) (m3)	9.60 12.14 23.04 29.15 6.88 8.08 69.83 44.54 0.12 37.02 0.22 131.68 5.74 0.29 0.96 0.38 379.67
ITEM Hormigón Tipo "E" (1:3:6)	ALAS ESTRIBOS PILAS	4*(0.1*3.2*4.1) 2*(0.1*3.2*10.12) 2*(0.1*2.2*8.8)	(m3) (m3) (m3)	5.25 6.48 3.87 15.60
ITEM Armadura de Acero Colocada Tensión Admisible 2400 kg/cm ²		Según Planillas de Doblado de Hierros	(kg)	29861.53 29861.53
ITEM Hormigón Tipo "B" Carpeta de Rodamiento	s/LOSA	(8.3*(0.03+0.05)/2*31.9)	(m3)	10.59 10.59
ITEM Relleno de Suelo y Compactación	EST. Y ALAS PILAS APROXIM.	2*(0.3*1.9*18.12) 2*(0.7*0.3*18.12) 2*((1.9*0.3)*0.5*18.12) 2*((0.7*0.3)*0.5*18.12) 4*(0.7*0.93*8.6) 4*((0.93*0.4)*0.5*8.6) 2*0.6*5.25*(2*4+10.12)	(m3) (m3) (m3) (m3) (m3) (m3) (m3)	20.66 7.61 10.33 3.81 22.39 6.40 114.16 185.35
ITEM Suelo cemento al 14%	Estribos Pila	2*1*0.2*(2*4+10.12) 4*(1*8.6*0.2)	(m3) (m3)	7.25 6.88 14.128
ITEM Demolición Alcantarilla Existente de Hormigón Armado y Mampostería	MAMPOST. HORMIGON	4*(2*0.3*5.23) 2*(9*0.3*5.23) 1*(9*0.15*5.23) 1*(9*0.2*5.23) 1*(13.5*0.25*9) 2*(0.55*0.18*13.5) 2*7*(0.15*0.15*0.4) 2*(0.15*0.1*13.5) 4*(1.7*1*9)	(m3) (m3) (m3) (m3) (m3) (m3) (m3) (m3) (m3)	12.55 28.24 7.06 47.85 9.41 30.38 2.67 0.13 0.41 61.20 104.193

ALCANTARILLA SOBRE ARROYO CANADA DE GOMEZ - PCIA. DE STA. FE

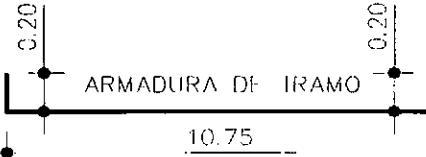
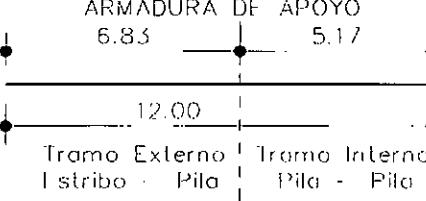
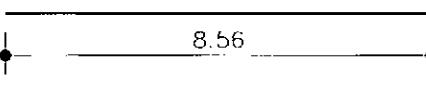
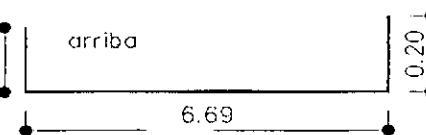
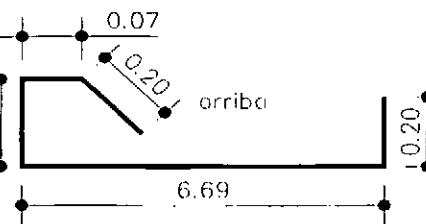
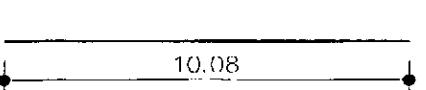
DISTRITO CAÑADA DE GOMEZ - CALLE COCHABAMBA - CALZADA NATURAL

PROGRESIVA: Km.: 26.060

PLANILLA DE DOBLADO DE HIERROS

Cota Calzada =	78.09 m	Longitud Tramos =	10.00 m
Cota Desagüe =	72.31 m	Cantidad Tramos =	3.00
Cota Fundación =	70.81 m	Altura (h) =	5.25 m
Cota T. Natural =	78.04 m	Ancho (A.C.) =	8.30 m

ALCANTARILLA PUENTE RECTA C/V y C/B

POS.	FORMA Y DIMENSIONES Dimensiones en metros	DIAM. [mm]	SEP. [cm]	LONG. [m]	CANT. [n°]	LONG TOT. [m]	PESO [Kg]
1	 <p>ARMADURA DE IRAMO</p>	20.00	10.00	11.15	174.00	1939.23	4789.90
2	 <p>ARMADURA DE APOYO</p> <p>6.83 5.17</p> <p>12.00</p> <p>Tramo Externo Tramo Interno Istribo - Pila Pila - Pila</p>	20.00	10.00	12.00	174.00	2088.00	5157.36
REP LOS	 <p>ARMADURA DE REPARTICION</p> <p>8.56</p>	12.00	17.00	8.56	376.00	3218.56	2864.52
3	 <p>arriba</p> <p>0.56 0.20</p> <p>6.69</p>	20.00	20.00	7.45	104.00	774.80	1913.76
4	 <p>0.61 0.20</p> <p>0.07</p> <p>arriba</p> <p>6.69</p>	20.00	20.00	7.77	104.00	808.08	1995.96
REP EST	 <p>10.08</p>	10.00	20.00	10.08	60.00	604.80	374.98

ALCANTARILLA SOBRE ARROYO CAÑADA DE GOMEZ - PCIA. DE STA. FE

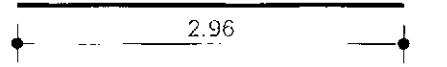
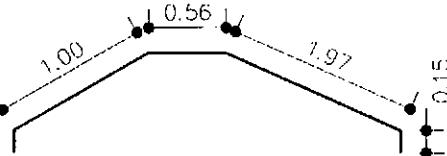
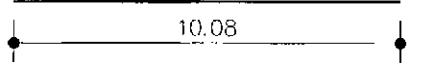
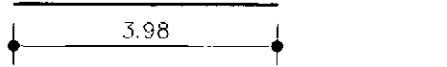
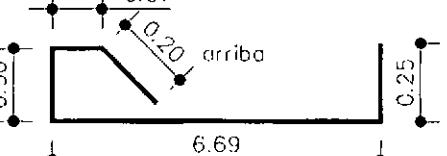
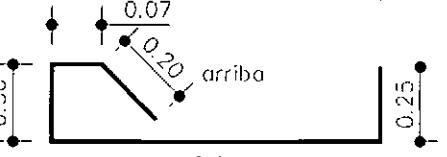
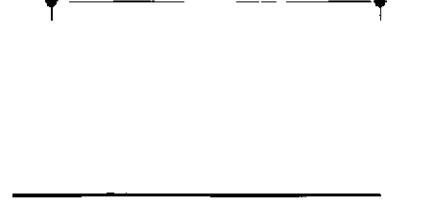
DISTRITO CAÑADA DE GOMEZ - CALLE COCHABAMBA - CALZADA NATURAL

PROGRESIVA: Km.: 26.060

PLANILLA DE DOBLADO DE HIERROS

Cota Calzada =	78.09 m	Longitud Tramos =	10.00 m
Cota Desagüe =	72.31 m	Cantidad Tramos =	3.00
Cota Fundación =	70.81 m	Altura (h) =	5.25 m
Cota T. Natural =	78.04 m	Ancho (A.C.) =	8.30 m

ALCANTARILLA PUENTE RECTA C/V y C/B

POS.	FORMA Y DIMENSIONES Dimensiones en metros	DIAM. [mm]	SEP. [cm]	LONG. [m]	CANT. [n°]	LONG TOT. [m]	PESO [Kg]
5		10.00	18.00	2.96	204.00	603.84	374.38
6		8.00	20.00	3.83	184.00	704.68	281.87
REP ZAP Est. Alas		8.00		10.08	30.00	302.40	120.96
		8.00		3.98	60.00	238.80	95.52
7		16.00	14.00	7.57	124.00	938.68	1483.11
8		16.00	14.00	7.57	124.00	938.68	1483.11
REP PILA		10.00	20.00	8.56	128.00	1095.68	679.32

ALCANTARILLA SOBRE ARROYO CAÑADA DE GOMEZ - PCIA. DE STA. FE

DISTRITO CAÑADA DE GOMEZ - CALLE COCHABAMBA - CALZADA NATURAL

PROGRESIVA: Km.: 26.060

PLANILLA DE DOBLADO DE HIERROS

Cota Calzada =	78.09 m	Longitud Tramos =	10.00 m
Cota Desagüe =	72.31 m	Cantidad Tramos =	3.00
Cota Fundación =	70.81 m	Altura (h) =	5.25 m
Cota T. Natural =	78.04 m	Ancho (A.C.) =	8.30 m

ALCANTARILLA PUENTE RECTA C/V y C/B

POS.	FORMA Y DIMENSIONES Dimensiones en metros	DIAM. [mm]	SEP. [cm]	LONG. [m]	CANT. [n°]	LONG TOT. [m]	PESO [Kg]
9		12.00	11.00	1.96	158.00	309.68	275.62
10		8.00	20.00	2.45	88.00	215.98	86.39
REP ZAP Pila		8.00		8.56	26.00	222.56	89.02
11		12.00	10.00	5.25	144.00	756.04	672.87
12		12.00	10.00	3.00	112.00	336.01	299.05
13		10.00	12.00	5.86	136.00	796.96	494.12

ALCANTARILLA SOBRE ARROYO CAÑADA DE GOMEZ - PCIA. DE STA. FE

DISTRITO CAÑADA DE GOMEZ - CALLE COCHABAMBA - CALZADA NATURAL

PROGRESIVA: Km.: 26.060

PLANILLA DE DOBLADO DE HIERROS

Cota Calzada =	78.09 m	Longitud Tramos =	10.00 m
Cota Desagüe =	72.31 m	Cantidad Tramos =	3.00
Cota Fundación =	70.81 m	Altura (h) =	5.25 m
Cota T. Natural =	78.04 m	Ancho (A.C.) =	8.30 m

ALCANTARILLA PUENTE RECTA C/V y C/B

POS.	FORMA Y DIMENSIONES Dimensiones en metros	DIAM. [mm]	SEP. [cm]	LONG. [m]	CANT. [n°]	LONG TOT. [m]	PESO [Kg]
14		12.00	14.00	12.60	84.00	1058.33	941.92
17		8.00	20.00	1.53	320.00	489.60	195.84
18		8.00		1.73	84.00	145.32	58.13
19	EP=10.73 PP=10.29	12.00	EP	10.73	16.00	171.60	152.72
		12.00	PP	10.29	8.00	82.32	73.26
20	EP=10.75 PP=10.35	8.00	EP	10.75	24.00	257.88	103.15
		8.00	PP	10.33	12.00	123.96	49.58
21		10.00	15.00	0.25	232.00	58.00	35.96

ALCANTARILLA SOBRE ARROYO CAÑADA DE GOMEZ - PCIA. DE STA. FE

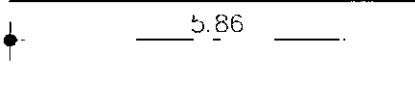
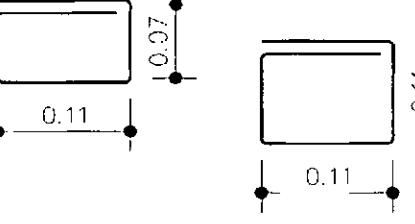
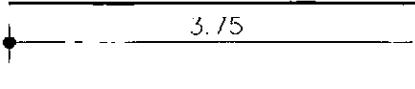
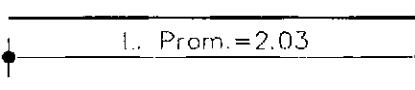
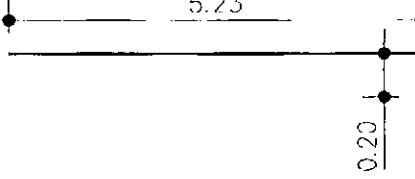
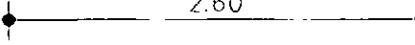
DISTRITO CAÑADA DE GOMEZ - CALLE COCHABAMBA - CALZADA NATURAL

PROGRESIVA: Km.: 26.060

PLANILLA DE DOBLADO DE HIERROS

Cota Calzada =	78.09 m	Longitud Tramos =	10.00 m
Cota Desagüe =	72.31 m	Cantidad Tramos =	3.00
Cota Fundación =	70.81 m	Altura (h) =	5.25 m
Cota T. Natural =	78.04 m	Ancho (A.C.) =	8.30 m

ALCANTARILLA PUENTE RECTA C/V y C/B

POS.	FORMA Y DIMENSIONES Dimensiones en metros	DIAM. [mm]	SEP. [cm]	LONG. [m]	CANT. [n°]	LONG TOT. [m]	PESO [Kg]
22		16.00	12.00	5.86	136.00	796.96	1259.20
etr bar		6.00	15.00	0.47	386.00	181.42	39.91
		6.00	15.00	0.55	168.00	92.40	20.33
23		10.00	10.00	3.75	144.00	540.00	334.80
24		10.00	10.00	2.03	112.00	226.80	140.62
2/1		16.00	20.00	5.43	88.00	477.84	754.99
2/2		16.00	20.00	2.60	44.00	114.40	180.75

ALCANTARILLA SOBRE ARROYO CAÑADA DE GOMEZ - PCIA. DE STA. FE

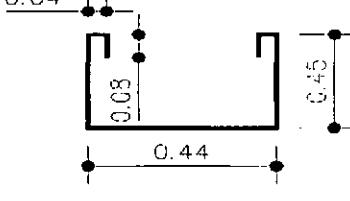
DISTRITO CAÑADA DE GOMEZ - CALLE COCHABAMBA - CALZADA NATURAL

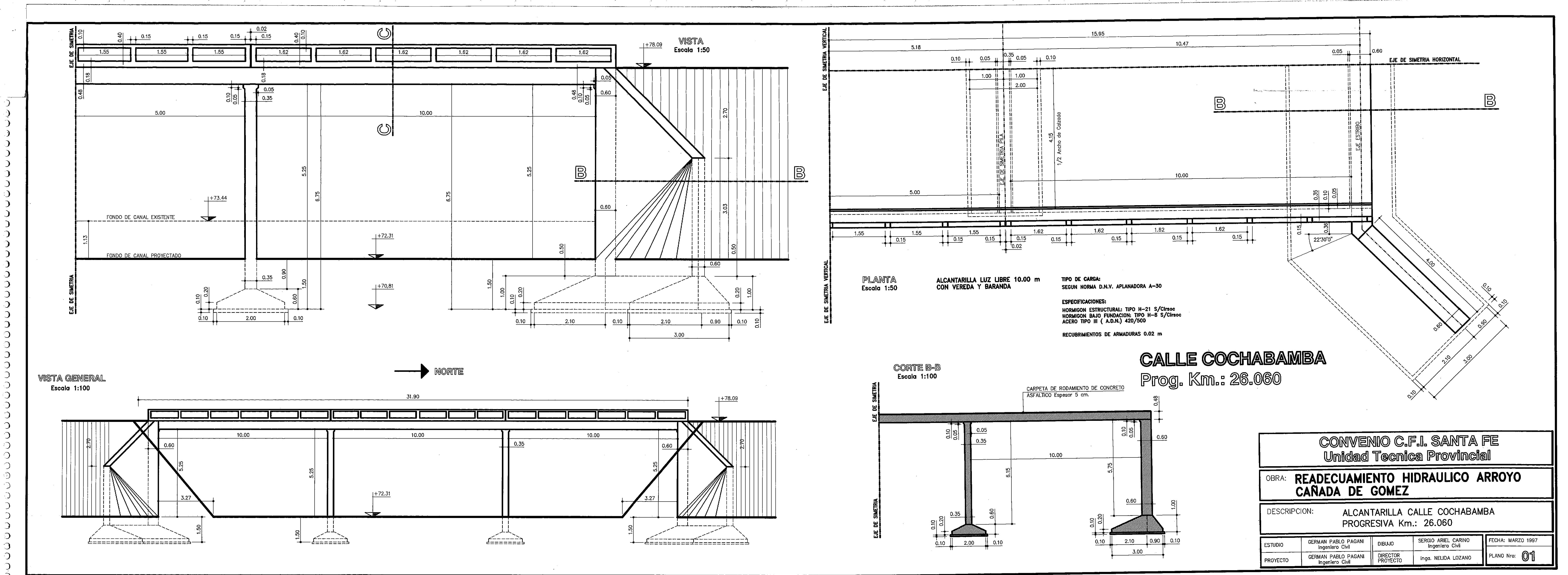
PROGRESIVA: Km.: 26.060

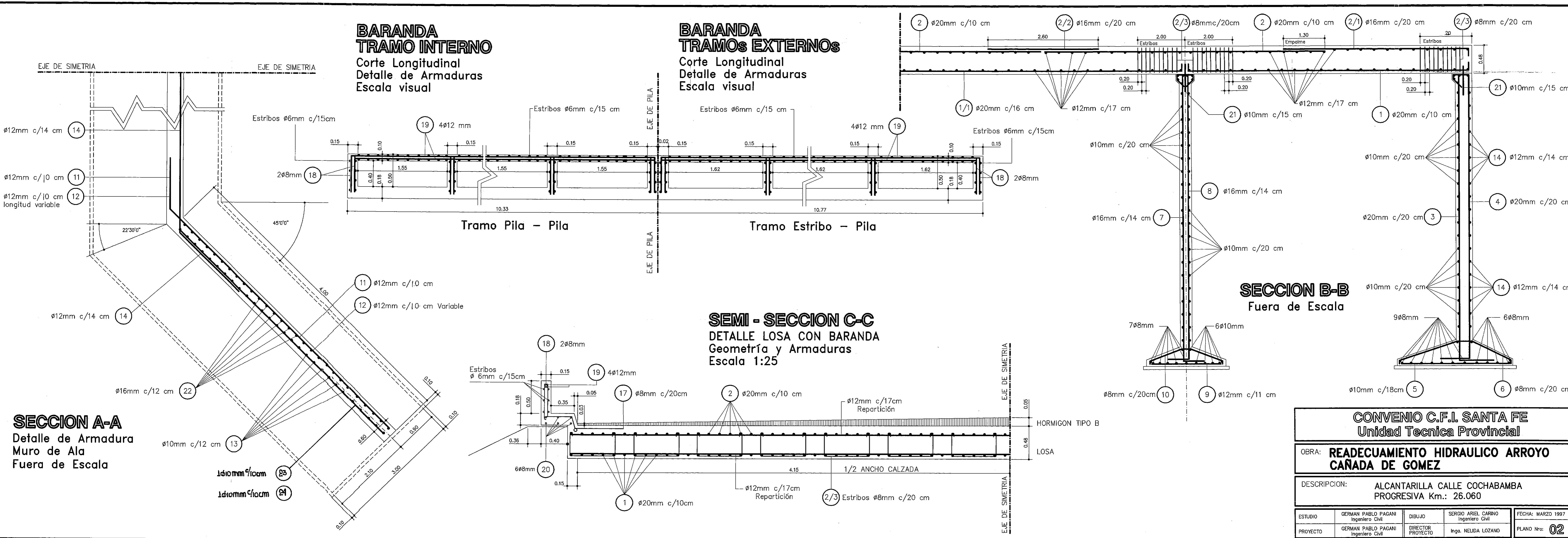
PLANILLA DE DOBLADO DE HIERROS

Cota Calzada =	78.09 m	Longitud Tramos =	10.00 m
Cota Desagüe =	72.31 m	Cantidad Tramos =	3.00
Cota Fundación =	70.81 m	Altura (h) =	5.25 m
Cota T. Natural =	78.04 m	Ancho (A.C.) =	8.30 m

ALCANTARILLA PUENTE RECTA C/V y C/B

POS.	FORMA Y DIMENSIONES Dimensiones en metros	DIAM. [mm]	SEP. [cm]	LONG. [m]	CANT. [nº]	LONG TOT. [m]	PESO [Kg]
1/1		20.00	16.00	10.73	55.00	590.15	1457.67
2/3		8.00	20.00	1.58	840.00	1327.20	530.88
	TOTAL ARMADURAS						29861.53





**CONVENIO C.F.I. SANTA FE
UNIDAD TÉCNICA PROVINCIAL**

**OBRA: READECUAMIENTO HIDRÁULICO
ARROYO CANADA DE GÓMEZ**

**CALLE IRIONDO
PROG. Km.:26,705**

*Memoria Descriptiva
Cómputo Métrico
Planillas de Doblado
Plano General y Detalles*

Germán Pablo Pagani
Ingeniero Civil
I.C.P.I.C. 2-0165-1
San Lorenzo 826 PB "D"
Tel - Fax : (041) 248723
(2000) Rosario - Sta. Fe

MEMORIA DESCRIPTIVA

OBRAS DE ARTE ARROYO “ CAÑADA DE GÓMEZ ”

Referencias: Construcción Alcantarilla Calle IRIONDO Progresiva Km.: 26.705

a.- CONSIDERACIONES GENERALES:

Debido al READEUCAMIENTO HIDRÁULICO DEL ARROYO CAÑADA DE GÓMEZ, se hace necesario el reacondicionamiento de las obras de arte existentes. Las dimensiones y características particulares de las mismas surge de un análisis hidráulico e hidrológico.-

La obra se ha proyectado teniendo en cuenta principalmente el factor económico, haciendo hincapié en la reutilización de las ya existente.-

b.- CONSIDERACIONES PARTICULARES:

La alcantarilla existente de calle IRIONDO, ubicada en la progresiva Km. 26.705, consta de tres tramos de 5.00 m, una altura libre de 4.44 m y una ancho de calzada de 15.00 m, siendo esta recta a 90° respecto al eje del arroyo.-

Debido a la ampliación del canal sobre la margen derecha en el sentido de escurrimiento de las aguas (margen norte), con un ancho de solera total de 20.00 m, se hace necesario adicionar a la obra de arte existente, la construcción de una alcantarilla tipo A2 recta a 90° con vereda y con baranda de dos tramos de luz $L = 4.50$ m, una altura libre de 4.99 m y un ancho de calzada de 15.00 m. La solera del canal proyectado no coincide con la actual cota de desagüe, por lo cual se hace necesario la construcción sobre la solera del canal de la alcantarilla existente, una losa de protección, no siendo necesario submstrar la fundación de la misma.-

El estribo norte de la actual obra de arte, será demolido y reemplazado por una nueva pila de hormigón armado, sustentación entre la vieja y nueva alcantarilla.-

En los cómputos se consideró que el canal en la zona de emplazamiento de la progresiva Km. 26.705 tendrá una sección cuya cota de base de fondo no coincide con la actual cota de solera, de tal forma que se computa como excavación la necesaria para ejecutar las fundaciones de las pilas, alas, estribos y losa de protección, no siendo necesario otro trabajo.-

El tendido de la tubería de gas sobre esta alcantarilla, en cuanto a su modificación, acondicionamiento, sustitución, y prolongación, estará a cargo de la empresa Litoral Gas S.A. según informe adjunto al proyecto.-

La prolongación de la instalación de agua, se hará de acuerdo a los planos de proyecto adjuntos al presente y según los cómputos que se adjuntan a la memoria.-

c.- DOCUMENTACIÓN INTEGRANTE DEL PROYECTO ESTRUCTURAL:

- 1.- Memoria Descriptiva y Técnica.-
- 2.- Cómputo Métrico.-
- 3.- Planillas de Doblado.-
- 4.- Plano General y Detalles.-

ALCANTARILLA SOBRE ARROYO CAÑADA DE GOMEZ - PCIA. DE SANTA FE

DISTRITO CAÑADA DE GOMEZ - CALLE IRIONDO - CALZADA ASFALTADA

PROGRESIVA: Km.: 26.705

Cota Calzada = 78.57 m
 Cota Desagüe = 73.27 m
 Cota Fundación = 72.26 m
 Cota T. Natural = 78.52 m

PLANILLA DE COMPUTO METRICO

Longitud Tramos = 4.50 m
 Cantidad Tramos = 2.00
 Altura (H) = 6.00 m
 Ancho (A.C.) = 15.00 m

ALCANTARILLA TIPO A2 RECTA C/V y C/B

DESIGNACION DE LAS OBRAS	DIMENSIONES	UNIDAD	CANTIDAD	
			PARCIALES	TOTALES
ITEM Excavación a Pala Manual	ESTRIBOS (16.3*2*1.06) ALAS 2*(4.65*2*1.06) PILA 2*(15.4*1.3*1.06) DIENTE (10.28*2+12.15*2+1.24*2+1.5*2)*0.15*0.4	(m3) (m3) (m3) (m3)	34.56 19.72 42.44 3.40	100.11
ITEM Excavación a Máquina	EST. y ALA 0.6*(4.99+0.26)*(2*4.6+15+2*0.55) LOSA 0.7*(2*10.28*12.3)+0.7*(2*2.8*1.65)	(m3) (m3)	79.70 183.49	263.18
ITEM H° Tipo "B" (1:2:3) [H-21 s/CIRSOC]	BASES 2*(0.1*1.9*4.6) ESTRIBOS 1*(0.1*1.9*16.3) 2*((1.9+0.31)*0.4*0.5*4.6) 1*((1.9+0.31)*0.4*0.5*16.3) BASES 2*(0.1*1.2*15.3) PILAS 2*((1.2+0.21)*0.2*0.5*15.3) ESTRIBOS 1*(0.31*16.3*5.5) 2*((5.5+2.4)*4.6*0.5*0.31) 1*((0.15+0.1)*0.05*0.5*15.3) PILAS 2*(0.21*15.3*5.7) 4*((0.15+0.1)*0.05*0.5*15.3) LOSA 1*(4.92*15.3*0.26)+1*(4.71*15.3*0.26) BARANDAS 2*(9.63*0.05*0.18) 2*(9.63*0.05*0.18*0.5) 2*(0.1*0.15*10.62) 2*B*(0.4*0.15*0.15)	(m3) (m3) (m3) (m3) (m3) (m3) (m3) (m3) (m3) (m3) (m3) (m3) (m3) (m3) (m3) (m3) (m3)	1.75 3.10 4.07 7.20 3.67 4.31 27.79 11.27 0.10 36.63 0.38 38.31 1.73 0.09 0.32 0.14	140.86
ITEM H° Tipo "D" [H-13 s/CIRSOC]	LOSA 0.15*(2*10.28*12.3)+0.15*(2*2.8*1.65) DIENTE (2*10.28+12.15*2+1.24*2+1.5*2)*0.15*0.4	(m3) (m3)	39.32 3.40	42.72
ITEM Hormigón Tipo "E" (1:3:6)	ALAS 2*(0.05*2*4.65) ESTRIBOS 1*(0.05*2*16.3) PILAS 2*(0.05*1.3*15.4)	(m3) (m3) (m3)	0.93 1.63 2.00	4.56
ITEM Armadura de Acero Colocada Tensión Admisible 2400 kg/cm ²	Según Planillas de Doblado de Hierros	(kg)	12261.84	12261.84
ITEM Junta de Dilatación Con Mastic Asfáltico	2*(15+2*0.55)	(m)	32.20	32.20
ITEM Hormigón Tipo "B" Carpeta de Rodamiento	s/LOSA (15*(0.03+0.05)/2*9.63)	(m3)	5.78	5.78
ITEM Relleno de Suelo y Compactación	EST. Y ALAS 1*(0.545*0.51*26.1) 1*(1.145*0.51*26.1) 1*((1.145*0.4)*0.5*26.1) 1*((0.545*0.4)*0.5*26.1) PILAS 4*(0.545*0.71*15.3) 4*((0.545*0.2)*0.5*15.3) 1*0.6*(4.99-0.26)*(2*4.6+16.3)	(m3) (m3) (m3) (m3) (m3) (m3) (m3)	7.25 15.24 5.98 2.84 23.68 3.34 80.33	138.66
ITEM Suelo cemento al 14%	Estríbros 1*1*0.2*(2*4.6+16.3) Pila 4*(1*15.3*0.2)	(m3) (m3)	5.10 12.24	17.34

ALCANTARILLA SOBRE ARROYO CAÑADA DE GOMEZ - PCIA. DE SANTA FE

DISTRITO CAÑADA DE GOMEZ - CALLE IRIONDO - CALZADA ASFALTADA

PROGRESIVA: Km.: 26.705

Cota Calzada = 78.57 m
Cota Desagüe = 73.27 m
Cota Fundación = 72.26 m
Cota T. Natural = 78.52 m

PLANILLA DE COMPUTO METRICO

Longitud Tramos = 4.50 m
Cantidad Tramos = 2.00
Altura (H) = 6.00 m
Ancho (A.C.) = 15.00 m

ALCANTARILLA TIPO A2 RECTA C/V y C/B

DESIGNACION DE LAS OBRAS	DIMENSIONES	UNIDAD	CANTIDAD	
			PARCIALES	TOTALES
ITEM Demolición Estribo Existente de Hormigón Armado, espesor 0.20 m	1*(4.44*0.2*15.3)+2*(2.8*0.2*4.44) 1*(0.7*0.2*15.3)+2*(0.7*0.2*2.8) 1*(1.5*15.3*0.3)	(m3) (m3) (m3)	18.56 2.93 6.89	28.37
ITEM Colocación Caños Agua Colocación Caños de Gas	PVC 160 mm 12.00 H°Fº 200 mm 12.00 Según Proyecto de Litoral Gas S.A., debe ser realizada Por la Empresa Concesionaria	(m) (m) (m)	12.00 12.00 -----	12.00 12.00 -----

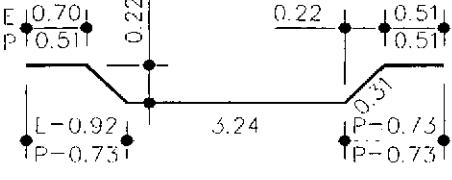
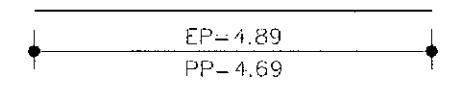
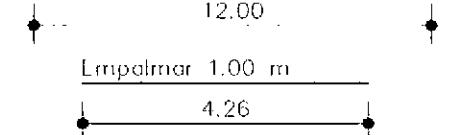
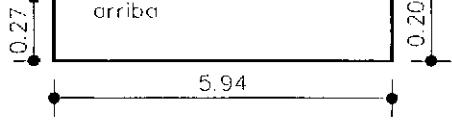
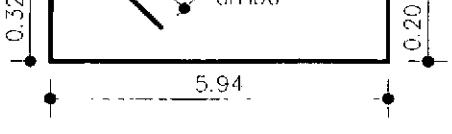
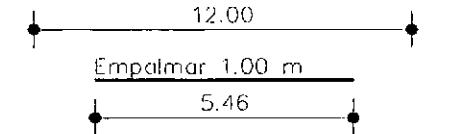
ALCANTARILLA SOBRE ARROYO CAÑADA DE GOMEZ - PCIA. DE STA. FE
DISTRITO CAÑADA DE GOMEZ - CALLE IRIONDO - CALZADA NATURAL

PROGRESIVA: Km.: 26.705

PLANILLA DE DOBLADO DE HIERROS

Cota Calzada =	78.57 m	Longitud Tramos =	4.50 m
Cota Desagüe =	73.27 m	Cantidad Tramos =	2.00
Cota Fundación =	72.26 m	Altura (H) =	6.00 m
Cota T. Natural =	78.52 m	Ancho (A.C.) =	15.00 m

ALCANTARILLA TIPO A2 RECTA C/V y C/B

POS.	FORMA Y DIMENSIONES Dimensiones en metros	DIAM. [mm]	SEP. [cm]	LONG. [m]	CANT. [nº]	LONG TOT. [m]	PESO [Kg]
1	 E-0.70 P-0.51 0.22 0.22 0.51 P P-0.51 L-0.92 3.24 P-0.73 P-0.73	16.00	EP=30.00	5.07	52.00	263.40	416.17
		16.00	PP=30.00	4.87	52.00	253.38	400.33
2	 EP=4.89 PP=4.69	16.00	EP=30.00	4.89	52.00	254.02	401.35
		16.00	PP=30.00	4.69	52.00	243.88	385.33
REP LOS	 12.00 Empalmar 1.00 m 4.26	8.00	20.00	12.00	49.00	588.00	235.20
		8.00	20.00	4.26	49.00	208.74	83.50
3	 orribo 0.27 0.20 5.94	20.00	16.00	6.41	104.00	666.64	1646.60
4	 0.32 0.07 0.20 orribo 5.94	20.00	16.00	6.73	104.00	699.92	1728.80
REP EST	 12.00 Empalmar 1.00 m 5.46	8.00	20.00	12.00	28.00	336.00	134.40
		8.00	20.00	5.46	28.00	152.88	61.15

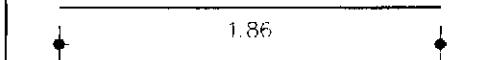
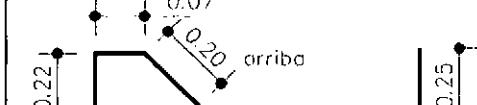
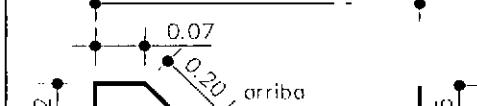
ALCANTARILLA SOBRE ARROYO CAÑADA DE GOMEZ - PCIA. DE STA. FE
DISTRITO CAÑADA DE GOMEZ - CALLE IRIONDO - CALZADA NATURAL

PROGRESIVA: Km.: 26.705

PLANILLA DE DOBLADO DE HIERROS

Cota Calzada =	78.57 m	Longitud Tramos =	4.50 m
Cota Desagüe =	73.27 m	Cantidad Tramos =	2.00
Cota Fundación =	72.26 m	Altura (H) =	6.00 m
Cota T. Natural =	78.52 m	Ancho (A.C.) =	15.00 m

ALCANTARILLA TIPO A2 RECTA C/V y C/B

POS.	FORMA Y DIMENSIONES Dimensiones en metros	DIAM. [mm]	SEP. [cm]	LONG. [m]	CANT. [n°]	LONG TOT. [m]	PESO [Kg]
5		12.00	13.00	1.86	199.00	370.14	329.42
6		8.00	20.00	2.17	129.00	280.21	112.08
REP	12.00	8.00		12.00	8.00	96.00	38.40
ZAP	Empalmar 1.00 m	8.00		5.46	8.00	43.68	17.47
Est.	5.46	8.00		4.58	16.00	73.28	29.31
Alas	4.58						
7		8.00	20.00	6.68	154.00	1028.72	411.49
8		8.00	20.00	6.68	154.00	1028.72	411.49
REP	12.00	8.00	20.00	12.00	120.00	1440.00	576.00
PILA	Empalmar 1.00 m	8.00	20.00	5.46	120.00	655.20	262.08
	4.26						

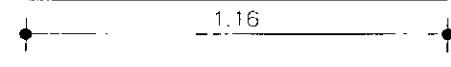
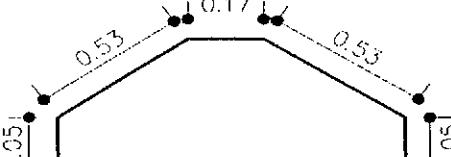
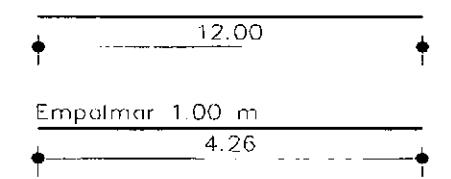
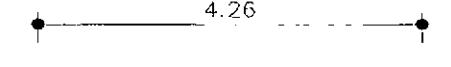
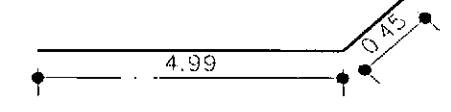
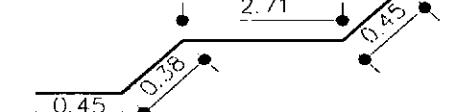
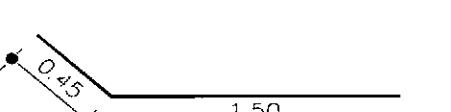
ALCANTARILLA SOBRE ARROYO CAÑADA DE GOMEZ - PCIA. DE STA. FE
DISTRITO CAÑADA DE GOMEZ - CALLE IRIONDO - CALZADA NATURAL

PROGRESIVA: Km.: 26.705

PLANILLA DE DOBLADO DE HIERROS

Cota Calzada =	78.57 m	Longitud Tramos =	4.50 m
Cota Desagüe =	73.27 m	Cantidad Tramos =	2.00
Cota Fundación =	72.26 m	Altura (H) =	6.00 m
Cota T. Natural =	78.52 m	Ancho (A.C.) =	15.00 m

ALCANTARILLA TIPO A2 RECTA C/V y C/B

POS.	FORMA Y DIMENSIONES Dimensiones en metros	DIAM. [mm]	SEP. [cm]	LONG. [m]	CANT. [nº]	LONG TOT. [m]	PESO [Kg]
9		10.00	17.00	1.16	182.00	211.12	130.89
10		8.00	20.00	1.34	154.00	206.01	82.41
REP ZAP Pila	 Empalmar 1.00 m	8.00		12.00	16.00	192.00	76.80
		8.00		4.26	16.00	68.16	27.26
11		16.00	16.00	5.44	52.00	282.89	446.96
12		16.00	16.00	4.00	52.00	207.86	328.42
13		16.00	16.00	1.95	70.00	136.50	215.67

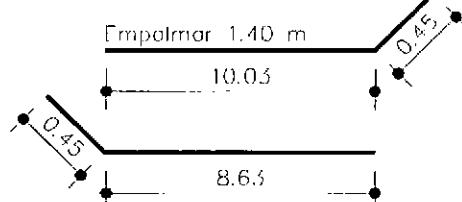
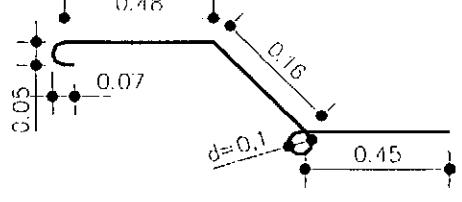
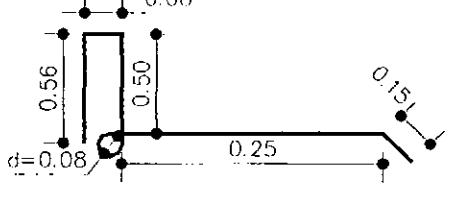
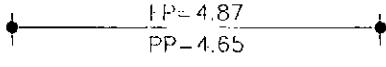
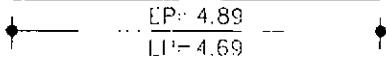
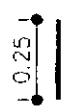
ALCANTARILLA SOBRE ARROYO CAÑADA DE GOMEZ - PCIA. DE STA. FE
DISTRITO CAÑADA DE GOMEZ - CALLE IRIONDO - CALZADA NATURAL

PROGRESIVA: Km.: 26.705

PLANILLA DE DOBLADO DE HIERROS

Cota Calzada =	78.57 m	Longitud Tramos =	4.50 m
Cota Desagüe =	73.27 m	Cantidad Tramos =	2.00
Cota Fundación =	72.26 m	Altura (H) =	6.00 m
Cota T. Natural =	78.52 m	Ancho (A.C.) =	15.00 m

ALCANTARILLA TIPO A2 RECTA C/V y C/B

POS.	FORMA Y DIMENSIONES Dimensiones en metros	DIAM. [mm]	SEP. [cm]	LONG. [m]	CANT. [nº]	LONG TOT. [m]	PESO [Kg]
14		16.00	30.00	18.16	19.00	345.07	545.21
		16.00	30.00	3.18	19.00	60.41	95.45
17		8.00	20.00	1.53	98.00	149.94	59.98
18		8.00		1.73	32.00	55.36	22.14
19		12.00	EP	4.87	8.00	38.92	34.64
		12.00	PP	4.65	8.00	37.20	33.11
20		8.00	EP	4.89	6.00	29.31	11.72
		8.00	PP	4.69	6.00	28.14	11.26
21		10.00	15.00	0.25	103.00	25.75	15.97

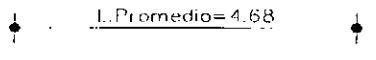
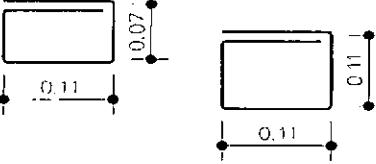
ALCANTARILLA SOBRE ARROYO CAÑADA DE GOMEZ - PCIA. DE STA. FE
DISTRITO CAÑADA DE GOMEZ - CALLE IRIONDO - CALZADA NATURAL

PROGRESIVA: Km.: 26.705

PLANILLA DE DOBLADO DE HIERROS

Cota Calzada =	78.57 m	Longitud Tramos =	4.50 m
Cota Desagüe =	73.27 m	Cantidad Tramos =	2.00
Cota Fundación =	72.26 m	Altura (H) =	6.00 m
Cota T. Natural =	78.52 m	Ancho (A.C.) =	15.00 m

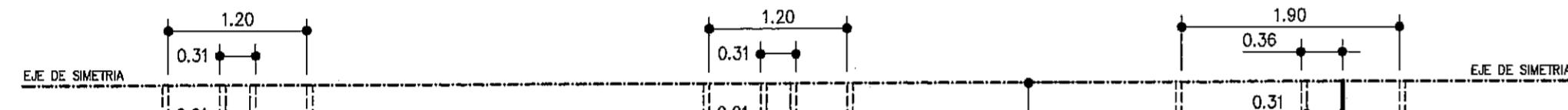
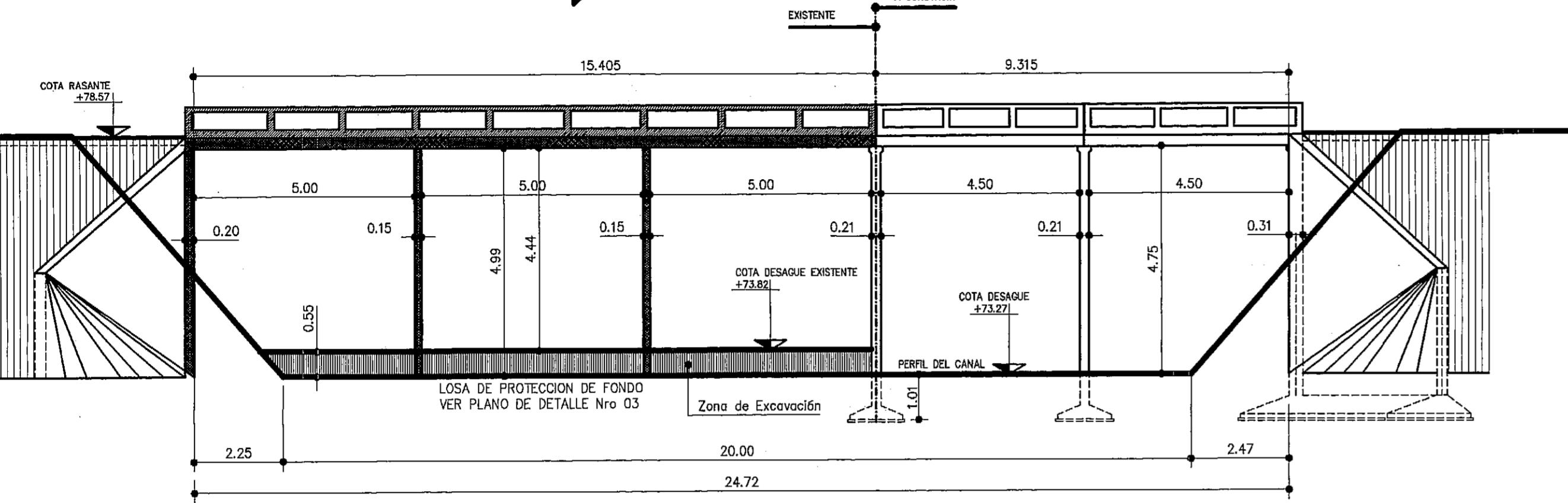
ALCANTARILLA TIPO A2 RECTA C/V y C/B

POS.	FORMA Y DIMENSIONES Dimensiones en metros	DIAM. [mm]	SEP. [cm]	LONG. [m]	CANT. [nº]	LONG TOT. [m]	PESO [Kg]
22		20.00	16.00	4.67	60.00	280.20	692.09
etr bar		6.00	15.00	0.47	120.00	56.40	12.41
		6.00	15.00	0.55	64.00	35.20	7.74
	TOTAL ARMADURAS						10530.71

VISTA GENERAL

Escala 1:100

NORTE



Pila a Reconstruir

ALCANTARILLA TIPO A2
CON VEREDA Y BARANDA

TIPO DE CARGA:
SEGUN NORMA NB6 BRASILENA CAMION 36 T

ESPECIFICACIONES:
HORMIGON ESTRUCTURAL: TIPO H-21 S/Cirsoc
HORMIGON BAJO FUNDACION: TIPO H-8 S/Cirsoc
ACERO TIPO III (A.D.N.) 420/500

RECUBRIMIENTOS DE ARMADURAS 0.02 m

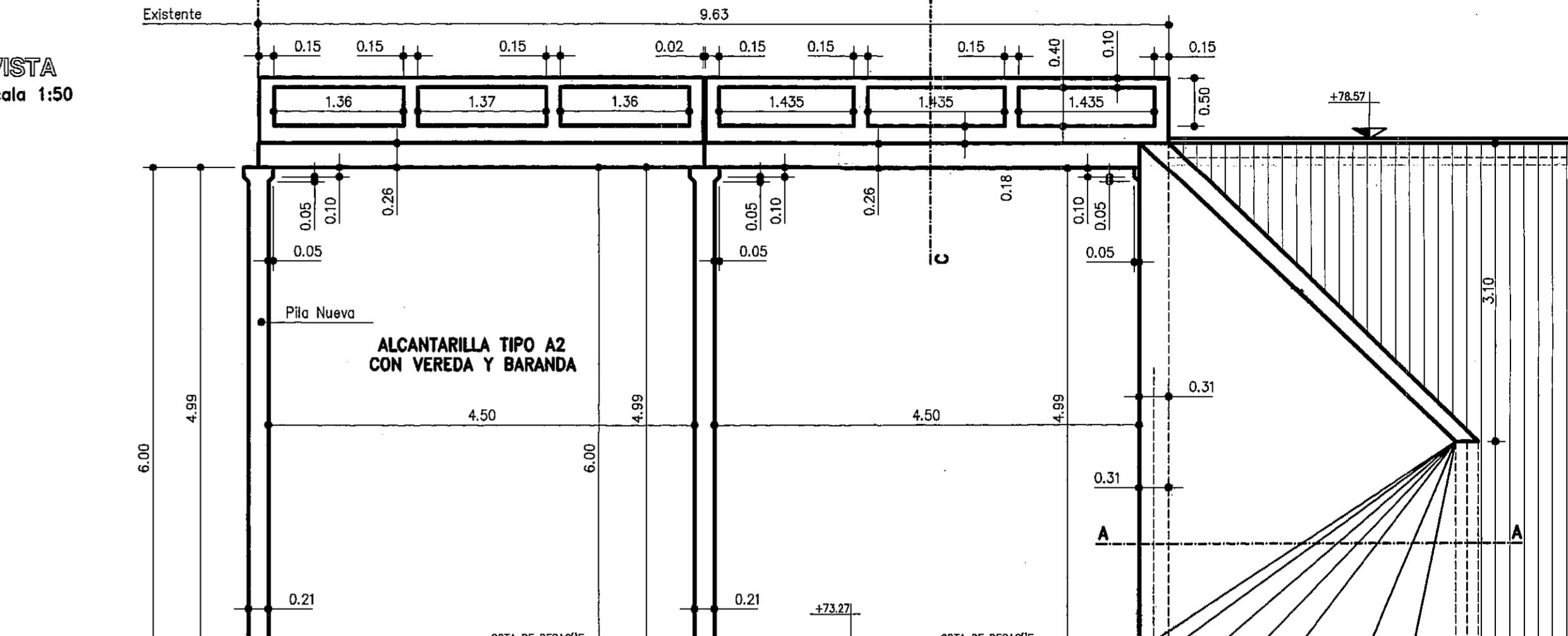
PLANTA

Escala 1:50

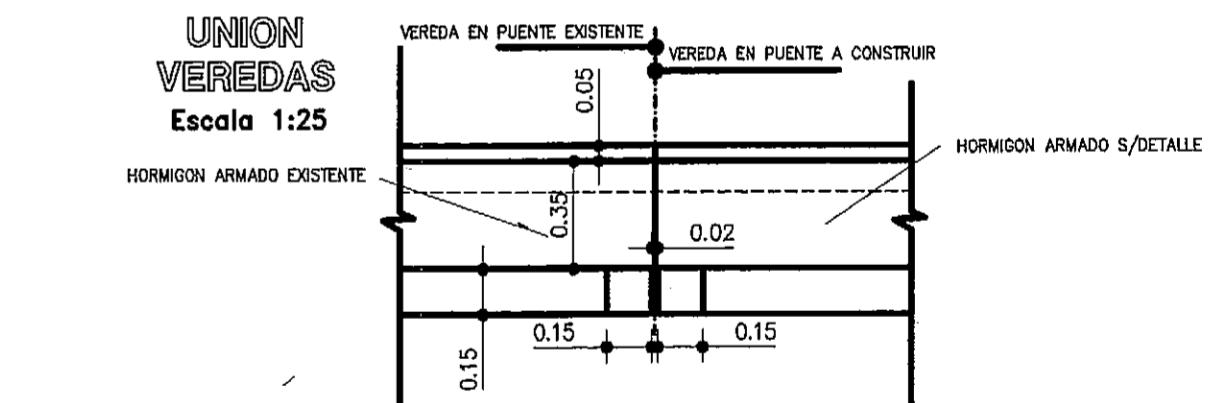
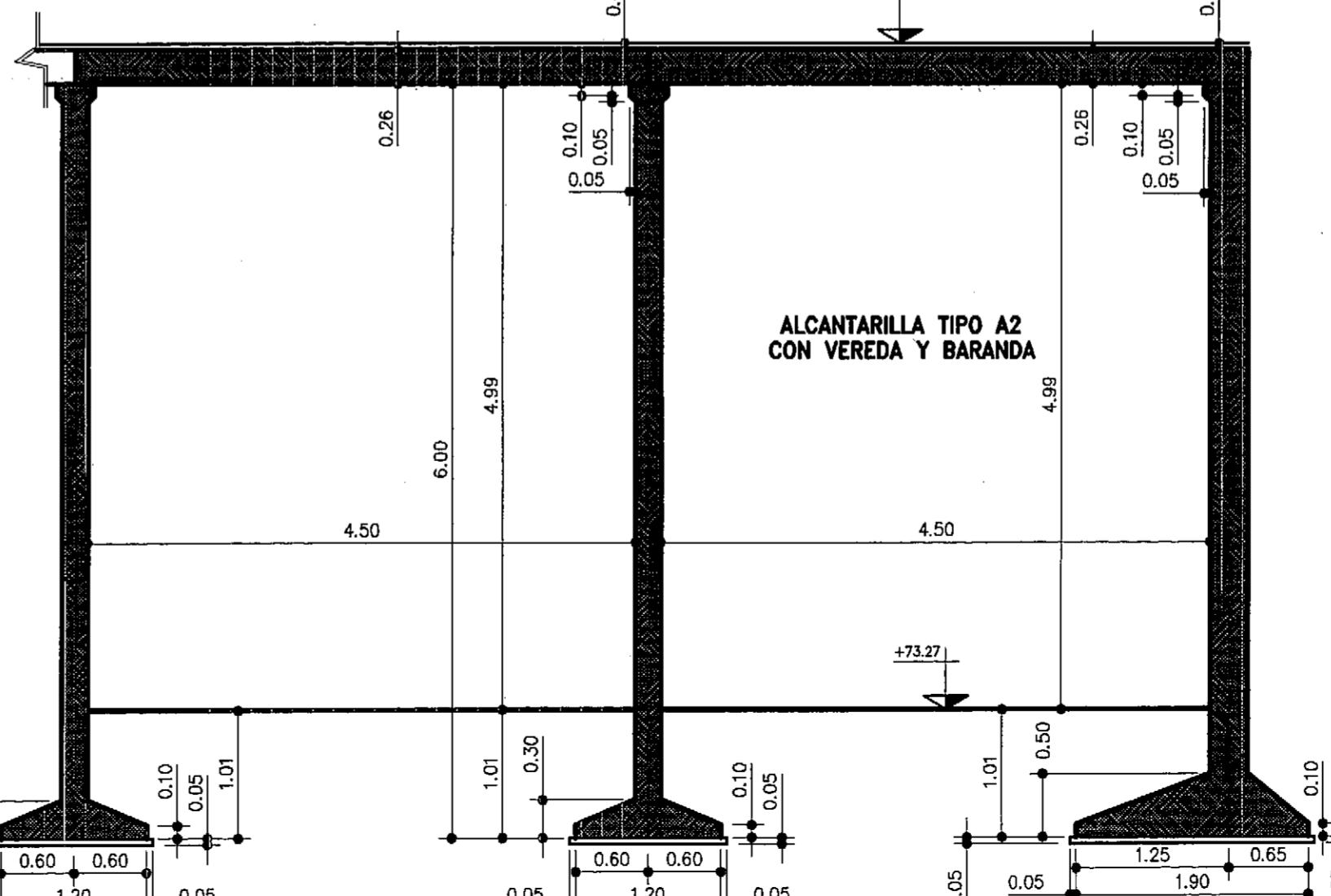
VISTA
Escala 1:50

A Construir

Existente



CORTE
Escala 1:25



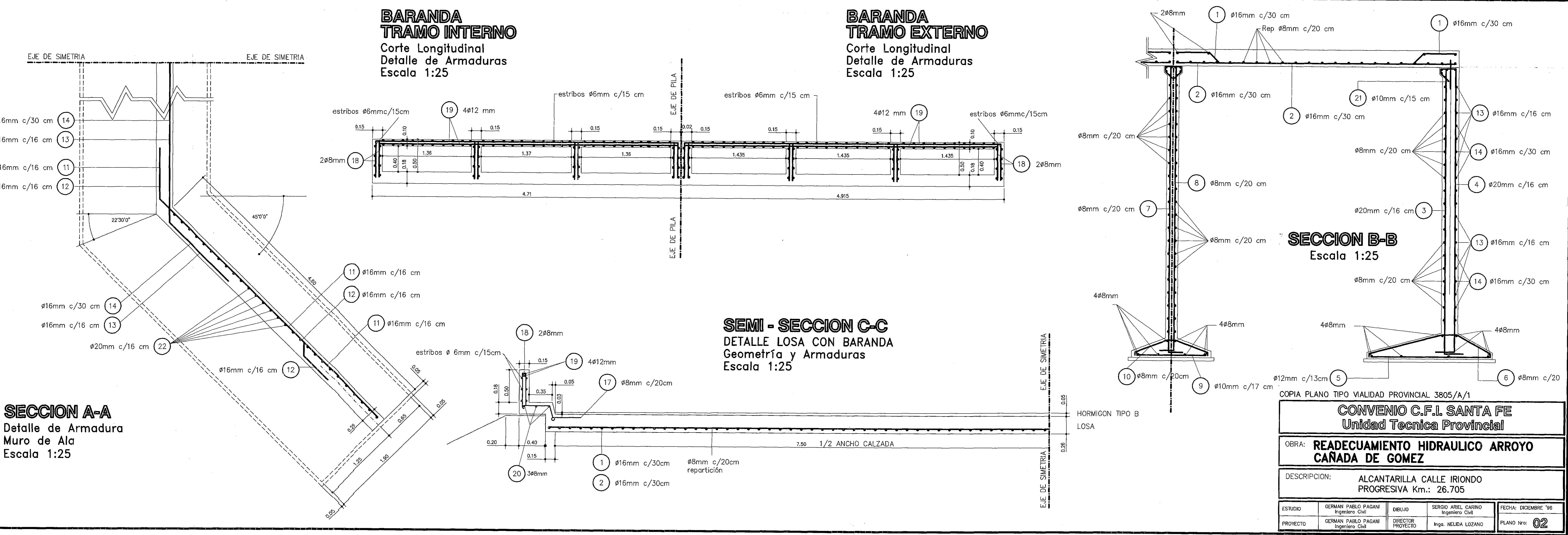
COPIA PLANO TIPO VIALIDAD PROVINCIAL 3805/A/1

CONVENIO C.F.I. SANTA FE
Unidad Técnica Provincial

OBRA: READECUAMIENTO HIDRAULICO ARROYO
CANADA DE GOMEZ

DESCRIPCION: ALCANTARILLA CALLE IRIONDO
PROGRESIVA Km.: 26.705

ESTUDIO	GERMAN PABLO PAGANI Ingeniero Civil	DIBUJO	SERGIO ARIEL CARINO Ingeniero Civil	FECHA: DICIEMBRE '96
PROYECTO	GERMAN PABLO PAGANI Ingeniero Civil	DIRECTOR PROYECTO	Inga. NELIDA LOZANO	PLANO Nro: 01



ALCANTARILLA SOBRE ARROYO CAÑADA DE GOMEZ - CALLE IRIONDO

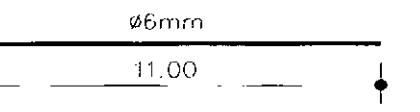
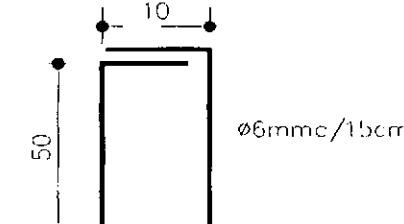
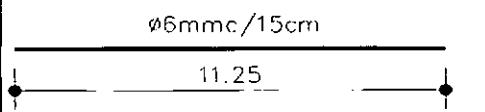
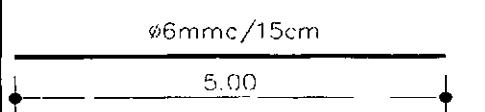
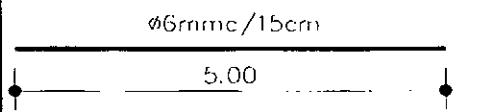
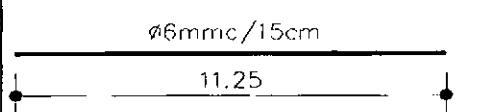
DISTRITO CAÑADA DE GOMEZ - DEPARTAMENTO IRIONDO - PCIA DE SANTA FE

PROGRESIVA: Km.: 26.705

PLANILLA DE DOBLADO DE HIERROS

Cota Calzada =	78.57 m	Longitud Tramos =	5.00 m
Cota Desagüe =	73.27 m	Cantidad Tramos =	3.00
Cota Fundación =	72.26 m	Altura Libre (h) =	4.99 m
Cota T. Natural =	78.52 m	Ancho (A.C.) =	15.00 m

LOSA PROTECCION DE FONDO ALCANTARILLA EXISTENTE

POS.	FORMA Y DIMENSIONES Dimensiones en metros	DIAM. [mm]	SEP. [cm]	LONG. [m]	CANT. [n°]	LONG TOT. [m]	PESO [Kg]
1		6.00		11.00	12.00	132.00	29.04
2		6.00	15.00	1.30	346.00	449.80	98.96
3		6.00	15.00	11.25	160.00	1800.00	396.00
4		6.00	15.00	4.50	276.00	1242.00	273.24
5		6.00	15.00	4.50	276.00	1242.00	273.24
6		6.00	15.00	12.00	160.00	1920.00	422.40

ALCANTARILLA SOBRE ARROYO CAÑADA DE GOMEZ - CALLE IRIONDO

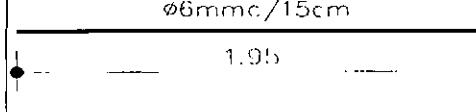
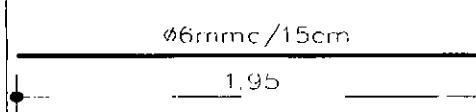
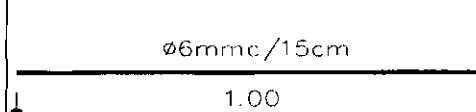
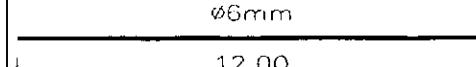
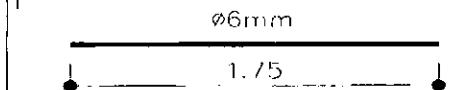
DISTRITO CAÑADA DE GOMEZ - DEPARTAMENTO IRIONDO - PCIA DE SANTA FE

PROGRESIVA: Km.: 26.705

PLANILLA DE DOBLADO DE HIERROS

Cota Calzada =	78.57 m	Longitud Tramos =	5.00 m
Cota Desagüe =	73.27 m	Cantidad Tramos =	3.00
Cota Fundación =	72.26 m	Altura Libre (h) =	4.99 m
Cota T. Natural =	78.52 m	Ancho (A.C.) =	15.00 m

LOSA PROTECCION DE FONDO ALCANTARILLA EXISTENTE

POS.	FORMA Y DIMENSIONES Dimensiones en metros	DIAM. [mm]	SEP. [cm]	LONG. [m]	CANT. [n°]	LONG TOT. [m]	PESO [Kg]
7	ø6mmc / 15cm 	6.00	15.00	1.95	138.00	269.10	59.20
8	ø6mmc / 15cm 	6.00	15.00	1.95	138.00	269.10	59.20
9	ø6mmc / 15cm 	6.00	15.00	1.00	80.00	80.00	17.60
10	ø6mmc / 15cm 	6.00	15.00	1.00	80.00	80.00	17.60
11	ø6mmc / 15cm 	6.00	15.00	1.60	116.00	185.60	40.83
1'	ø6mm  ø6mm  Empalme = 1.00 m	6.00		12.00	12.00	144.00	31.68
				1.75	12.00	21.00	4.62

ALCANTARILLA SOBRE ARROYO CAÑADA DE GOMEZ - CALLE IRIONDO

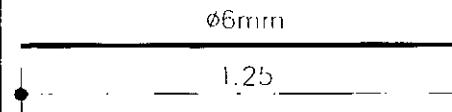
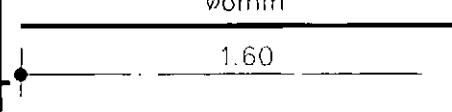
DISTRITO CAÑADA DE GOMEZ - DEPARTAMENTO IRIONDO - PCIA DE SANTA FE

PROGRESIVA: Km.: 26.705

PLANILLA DE DOBLADO DE HIERROS

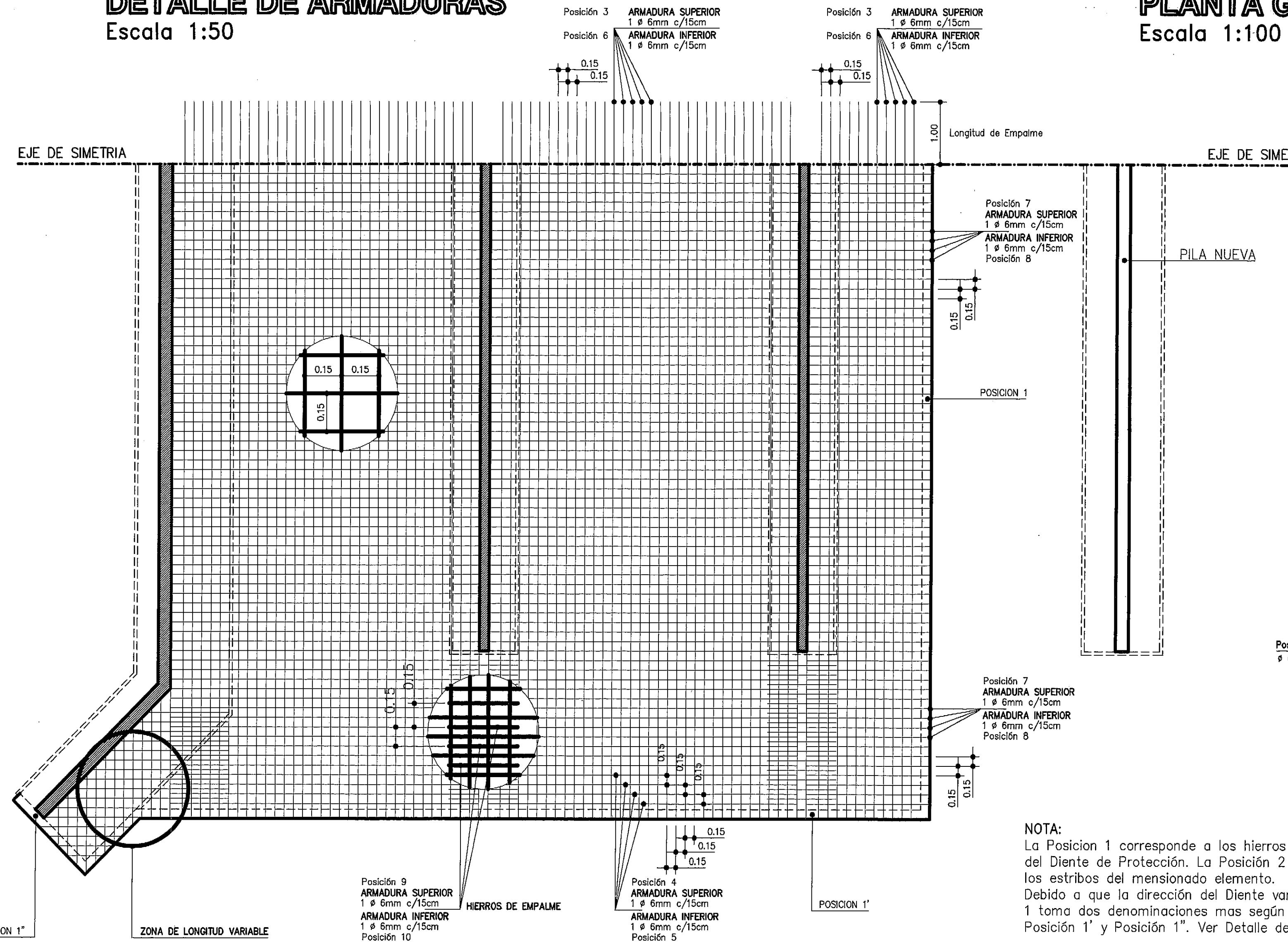
Cota Calzada =	78.57 m	Longitud Tramos =	5.00 m
Cota Desagüe =	73.27 m	Cantidad Tramos =	3.00
Cota Fundación =	72.26 m	Altura Libre (h) =	4.99 m
Cota T. Natural =	78.52 m	Ancho (A.C.) =	15.00 m

LOSA PROTECCION DE FONDO ALCANTARILLA EXISTENTE

POS.	FORMA Y DIMENSIONES Dimensiones en centímetros	DIAM. [mm]	SEP. [cm]	LONG. [m]	CANT. [nº]	LONG TOT. [m]	PESO [Kg]
1"		6.00		1.25	12.00	15.00	3.30
1"		6.00		1.60	12.00	19.20	4.22
	TOTAL ARMADURAS						1731.14

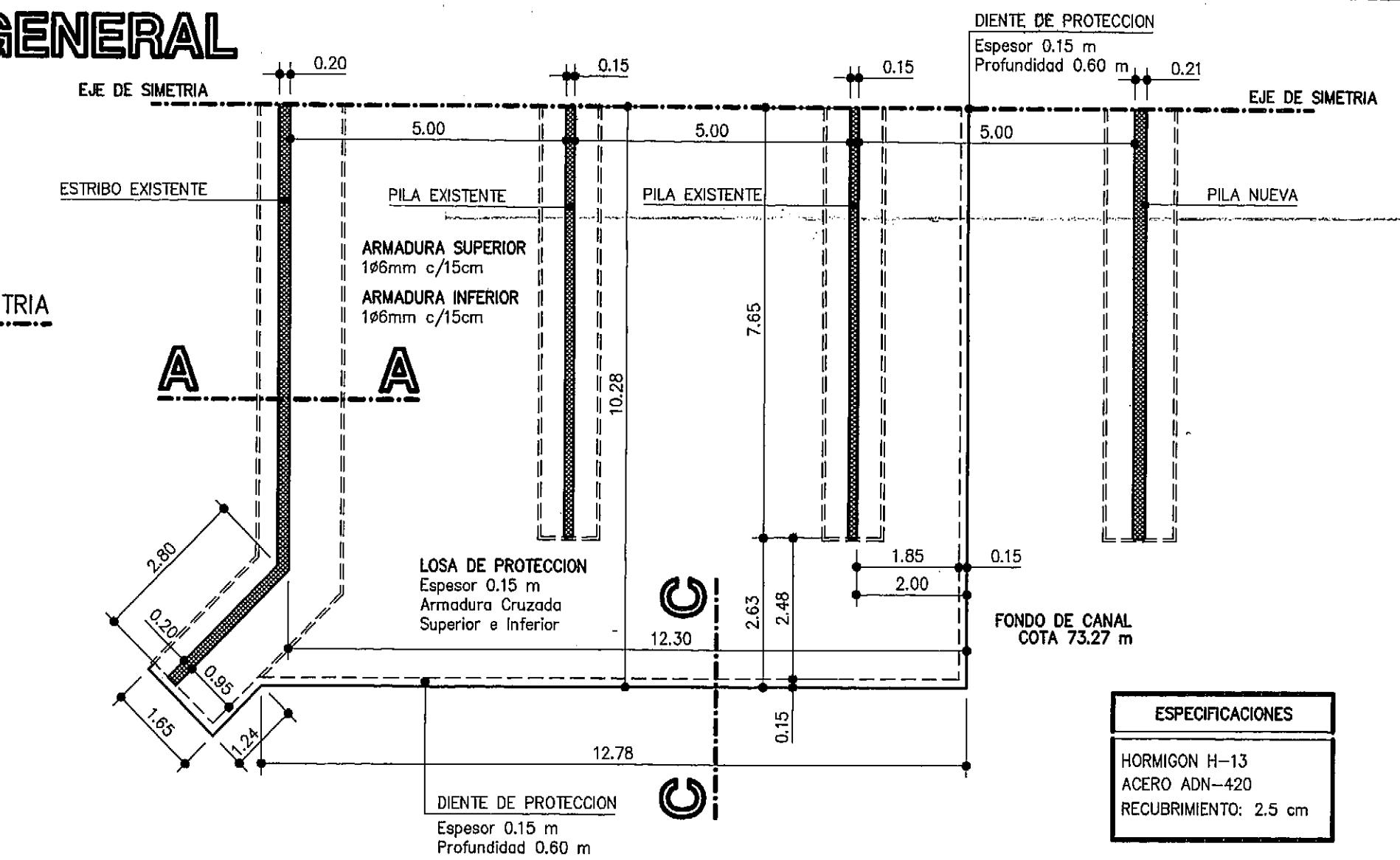
DETALLE DE ARMADURAS

Escala 1:50



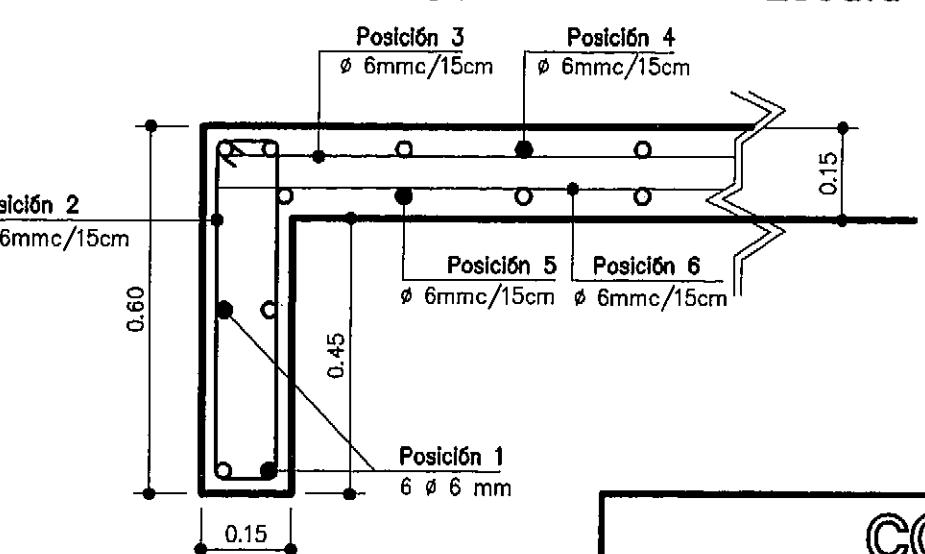
PLANTA GENERAL

Escala 1:100



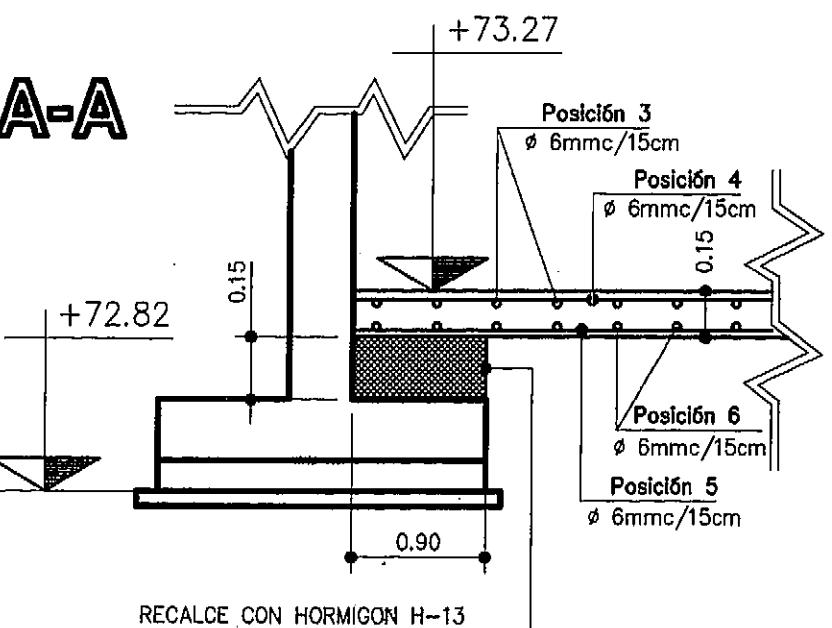
CORTE C-C

Escala 2:25



CORTE A-A

Escala 2:25



CONVENIO C.F.I. SANTA FE
Unidad Técnica Provincial

**OBRA: READECUAMIENTO HIDRAULICO ARROYO
CANADA DE GOMEZ**

**DESCRIPCION: LOSA PROTECCION ALCANTARILLA CALLE IRIONDO
PROGRESIVA Km.: 26.705**

ESTUDIO	GERMAN PABLO PAGANI Ingeniero Civil	DIBUJO	SERGIO ARIEL CARINO Ingeniero Civil
PROYECTO	GERMAN PABLO PAGANI Ingeniero Civil	DIRECTOR PROYECTO	Ings. NELIDA LOZANO

FECHA: DICIEMBRE '96

PLANO Nro: 03

Llamaremos en las planillas de doblado a esta ubicación posición 11 y la computaremos como una longitud promedio tanto a la armadura superior e inferior en un sentido y a su perpendicular.

NOTA:

La Posición 1 corresponde a los hierros longitudinales del Diente de Protección. La Posición 2 corresponde a los estribos del mencionado elemento.

Debido a que la dirección del Diente varía, la posición 1 toma dos denominaciones mas según la dirección:
Posición 1' y Posición 1". Ver Detalle de Armaduras.-

**CONVENIO C.F.I. SANTA FE
UNIDAD TÉCNICA PROVINCIAL**

**OBRA: READECUAMIENTO HIDRÁULICO
ARROYO CAÑADA DE GÓMEZ**

**CALLE ATLANTICO
PROG. Km.:26,870**

*Memoria Descriptiva
Cómputo Métrico
Planillas de Doblado
Plano General y Detalles*

Germán Pablo Pagani
Ingeniero Civil
I.C.P.I.C. 2-0165-1

San Lorenzo 826 PB "D"
Tel - Fax : (041) 248723
(2000) Rosario - Sta. Fe

MEMORIA DESCRIPTIVA

OBRAS DE ARTE ARROYO “ CAÑADA DE GÓMEZ ”

Referencias: Construcción Alcantarilla Calle ATLANTICO Progresiva Km.: 26.870

a.- CONSIDERACIONES GENERALES:

Debido al READEUCAMIENTO HIDRÁULICO DEL ARROYO CAÑADA DE GÓMEZ, se hace necesario el reacondicionamiento de las obras de arte existentes. Las dimensiones y características particulares de las mismas surge de un análisis hidráulico e hidrológico.-

La obra se ha proyectado teniendo en cuenta principalmente el factor económico, haciendo hincapié en la reutilización de las ya existente.-

b.- CONSIDERACIONES PARTICULARES:

La alcantarilla existente de calle Atlántico, ubicada en la progresiva Km. 26.870, consta de tres tramos de 4.50 m, una altura libre de 4.22 m y una ancho de calzada de 6.50 m, siendo esta recta a 90° respecto al eje del arroyo.-

Debido a la ampliación del canal sobre la margen derecha en el sentido de escurrimiento de las aguas (margen norte), con un ancho de solera total de 20.00m, se hace necesario adicionar a la obra de arte existente, la construcción de una alcantarilla tipo A2 recta a 90° con vereda y con baranda de dos tramos de luz L = 5.00 m, una altura libre de 4.75 m y un ancho de calzada de 6.50 m. La solera del canal proyectado no coincide con la actual cota de desagüe, por lo cual se hace necesario la construcción sobre el fondo del canal de la alcantarilla existente, una losa de protección, no siendo necesario submstrar la fundación de la misma.

El estribo norte de la actual obra de arte, será demolido y reemplazado por una nueva pila de hormigón armado, sustentación de transición entre la vieja y nueva alcantarilla.

En los cómputos se consideró que el canal en la zona de emplazamiento de la progresiva Km. 26.870 tendrá una sección cuya cota de base de fondo no coincide con la actual cota de solera, de tal forma que se computa como excavación la necesaria para ejecutar la fundaciones de las pilas, alas, estribos y losa de protección , no siendo necesario otro trabajo.-

c.- DOCUMENTACIÓN INTEGRANTE DEL PROYECTO ESTRUCTURAL:

- 1.- Memoria Descriptiva-
- 2.- Cómputo Métrico.-
- 3.- Planillas de Doblado.-
- 4.- Plano General y Detalles.-

ALCANTARILLA SOBRE ARROYO CAÑADA DE GOMEZ - PCIA. DE SANTA FE

DISTRITO CAÑADA DE GOMEZ - CALLE ATLANTICO - CALZADA NATURAL

PROGRESIVA: Km.: 26.870

PLANILLA DE COMPUTO METRICO

Cola Calzada = 78.59 m
 Cota Desagüe = 73.52 m
 Cota Fundación = 72.27 m
 Cota T. Natural = 78.55 m

Longitud Tramos = 5.00 m
 Cantidad Tramos = 2.00
 Altura (H) = 6.00 m
 Ancho (A.C.) = 6.50 m

ALCANTARILLA TIPO A2 RECTA C/V y C/B

DESIGNACION DE LAS OBRAS	DIMENSIONES	UNIDAD	CANTIDAD	
			PARCIALES	TOTALES
ITEM Excavación a Pala Manual	ESTRIBOS (7.6*2*1.3) ALAS 2*(4.65*2*1.3) PILA 2*(6.9*1.3*1.3) DIENTE (12.06+11.15*2+1.24*2+1.5*2)*0.15*0.45	(m3)	19.76 24.18 23.32 2.69	69.95
ITEM Excavación a Máquina	EST. y ALA 0.6*(4.75+0.27)*(2*4.6+7) LOSA 0.75*(12.06*11.3)+0.75*(2*2.8*1.65)	(m3)	48.79 109.14	157.93
ITEM Hº Tipo "B" (1:2:3) [H-21 s/CIRSOC]	BASES 2*(0.1*1.9*4.6) ESTRIBOS 1*(0.1*1.9*7.8) 2*((1.9+0.31)*0.4*0.5*4.6) 1*((1.9+0.31)*0.4*0.5*7.8) BASES 2*(0.1*1.2*6.8) PILAS 2*((1.2+0.21)*0.2*0.5*6.8) ESTRIBOS 1*(0.31*7.8*5.5) 2*((5.5+2.4)*4.6*0.5*0.31) 1*((0.15+0.1)*0.05*0.5*6.8) PILAS 2*(0.21*6.8*5.7) 4*((0.15+0.1)*0.05*0.5*6.8) LOSA 1*(5.42*6.8*0.27)+1*(5.21*6.8*0.27) BARANDAS 2*(10.62*0.05*0.18*0.5) 2*(0.1*0.15*10.62) 2*8*(0.4*0.15*0.15)	(m3)	1.75 1.48 4.07 3.45 1.63 1.92 13.30 11.27 0.04 16.28 0.17 19.52 1.91 0.10 0.32 0.14	77.34
ITEM Hº Tipo "D" [H-13 s/CIRSOC]	LOSA 0.15*(12.06*11.3)+0.15*(2*2.8*1.65) DIENTE (12.06+11.15*2+1.24*2+1.5*2)*0.15*0.45	(m3)	21.83 2.69	24.52
ITEM Hormigón Tipo "E" (1:3:6)	ALAS 2*(0.05*2*4.65) ESTRIBOS 1*(0.05*2*7.8) PILAS 2*(0.05*1.3*6.9)	(m3)	0.93 0.78 0.90	2.61
ITEM Armadura de Acero Colocada Tensión Admisible 2400 kg/cm ²	Según Planillas de Doblado de Hierros	(kg)	7064.49	7064.49
ITEM Junta de Dilatación Con Mastic Asfáltico	2*(6.5+0.54)	(m)	14.08	14.08
ITEM Hormigón Tipo "B" Carpeta de Rodamiento	s/LOSA (6.5*(0.03+0.05)/2*10.62)	(m3)	2.76	2.76
ITEM Relleno de Suelo y Compactación	EST. Y ALAS 1*(0.545*0.75*17.1) 1*(1.145*0.75*17.1) 1*((1.145*0.4)*0.5*17.1) 1*((0.545*0.4)*0.5*17.1) PILAS 4*(0.545*0.95*6.8) 4*((0.545*0.2)*0.5*6.8) 1*0.6*(4.75+0.27)*(2*4.6+7.8)	(m3)	6.99 14.68 3.92 1.86 14.08 1.48 51.20	94.22
ITEM Suelo cemento al 14%	Estribos 1*1*0.2*(2*4.6+7.8) Pila 4*(1*6.8*0.2)	(m3)	3.40 5.44	8.84
ITEM Demolición Estríbo Existente de Hormigón Armado, espesor 0.20 m	1*(4.22*0.2*6.8)+2*(2.7*0.2*4.22) 1*(0.7*0.2*6.8)+2*(0.7*0.2*2.7) 1*(1.5*6.8*0.3)	(m3)	10.30 1.71 3.06	15.06

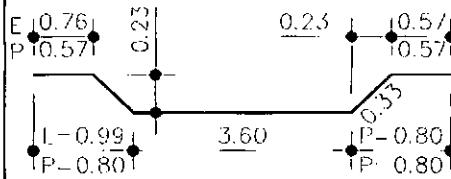
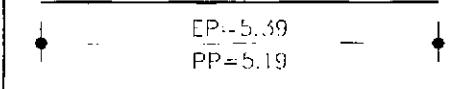
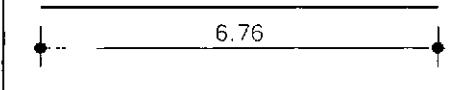
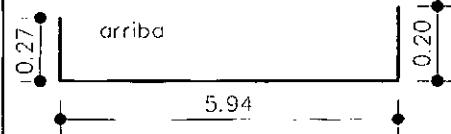
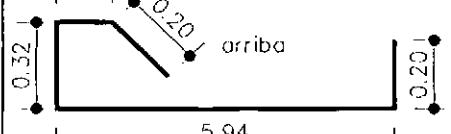
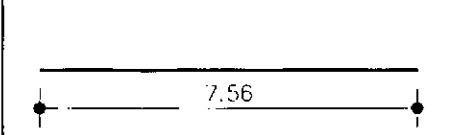
ALCANTARILLA SOBRE ARROYO CANADA DE GOMEZ - PCIA. DE STA. FE
DISTRITO CAÑADA DE GOMEZ - CALLE ATLANTICO - CALZADA NATURAL

PROGRESIVA: Km.: 26.870

PLANILLA DE DOBLADO DE HIERROS

Cota Calzada =	78.59 m	Longitud Tramos =	5.00 m
Cota Desagüe =	73.52 m	Cantidad Tramos =	2.00
Cota Fundación =	72.27 m	Altura (H) =	6.00 m
Cota T. Natural =	78.55 m	Ancho (A.C.) =	6.50 m

ALCANTARILLA TIPO A2 RECTA C/V y C/B

POS.	FORMA Y DIMENSIONES Dimensiones en metros	DIAM. [mm]	SEP. [cm]	LONG. [m]	CANT. [n°]	LONG TOT. [m]	PESO [Kg]
1		16.00	EP=30.00	5.57	24.00	133.77	211.35
		16.00	PP=30.00	5.38	24.00	129.14	204.04
2		16.00	EP=30.00	5.39	24.00	129.24	204.20
		16.00	PP=30.00	5.19	24.00	124.56	196.80
REP LOS		8.00	20.00	6.76	54.00	365.04	146.02
3		20.00	16.00	6.41	51.00	326.91	807.47
4		20.00	16.00	6.73	51.00	343.23	847.78
REP EST		8.00	20.00	7.56	29.00	219.24	87.70

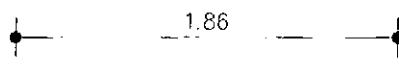
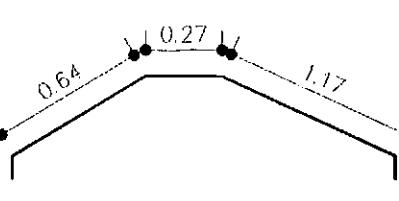
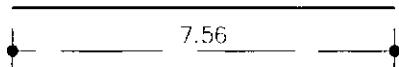
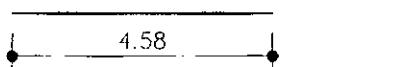
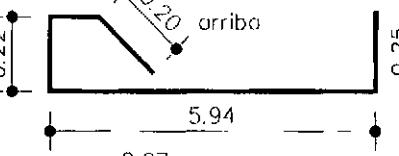
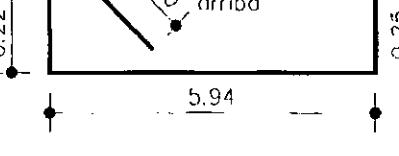
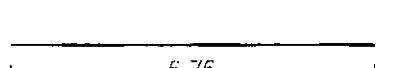
ALCANTARILLA SOBRE ARROYO CAÑADA DE GOMEZ - PCIA. DE STA. FE
DISTRITO CAÑADA DE GOMEZ - CALLE ATLANTICO - CALZADA NATURAL

PROGRESIVA: Km.: 26.870

PLANILLA DE DOBLADO DE HIERROS

Cota Calzada =	78.59 m	Longitud Tramos =	5.00 m
Cota Desagüe =	73.52 m	Cantidad Tramos =	2.00
Cota Fundación =	72.27 m	Altura (H) =	6.00 m
Cota T. Natural =	78.55 m	Ancho (A.C.) =	6.50 m

ALCANTARILLA TIPO A2 RECTA C/V y C/B

POS.	FORMA Y DIMENSIONES Dimensiones en metros	DIAM. [mm]	SEP. [cm]	LONG. [m]	CANT. [nº]	LONG TOT. [m]	PESO [Kg]
5		12.00	13.00	1.86	133.00	247.38	220.17
6		8.00	20.00	2.17	87.00	188.98	75.59
REP ZAP Est. Alas		8.00		7.56	8.00	60.48	24.19
		8.00		4.58	16.00	73.28	29.31
7		8.00	20.00	6.68	70.00	467.60	187.04
8		8.00	20.00	6.68	70.00	467.60	187.04
REP PILA		8.00	20.00	6.76	120.00	811.20	324.48

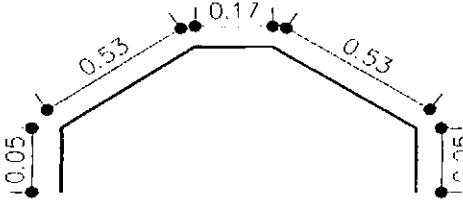
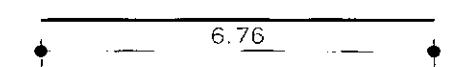
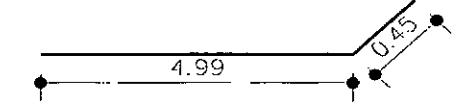
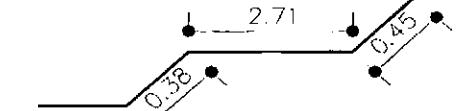
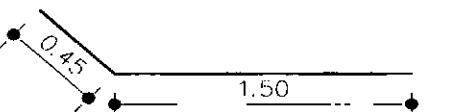
ALCANTARILLA SOBRE ARROYO CAÑADA DE GOMEZ - PCIA. DE STA. FE
DISTRITO CAÑADA DE GOMEZ - CALLE ATLANTICO - CALZADA NATURAL

PROGRESIVA: Km.: 26.870

PLANILLA DE DOBLADO DE HIERROS

Cota Calzada =	78.59 m	Longitud Tramos =	5.00 m
Cota Desagüe =	73.52 m	Cantidad Tramos =	2.00
Cota Fundación =	72.27 m	Altura (H) =	6.00 m
Cota T. Natural =	78.55 m	Ancho (A.C.) =	6.50 m

ALCANTARILLA TIPO A2 RECTA C/V y C/B

POS.	FORMA Y DIMENSIONES Dimensiones en metros	DIAM. [mm]	SEP. [cm]	LONG. [m]	CANT. [n°]	LONG TOT. [m]	PESO [Kg]
9		10.00	17.00	1.16	82.00	95.12	58.97
10		8.00	20.00	1.34	70.00	93.64	37.46
REP ZAP Pila		8.00		6.76	16.00	108.16	43.26
11		16.00	16.00	5.44	52.00	282.89	446.96
12		16.00	16.00	4.00	52.00	207.86	328.42
13		16.00	16.00	1.95	70.00	136.50	215.67

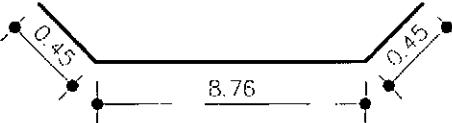
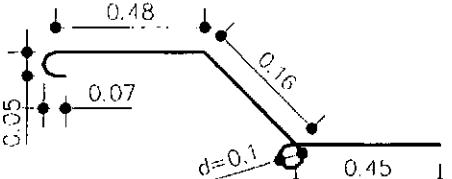
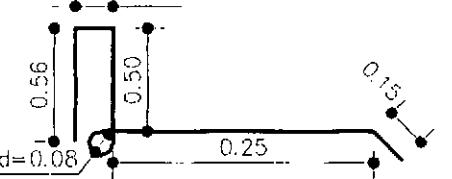
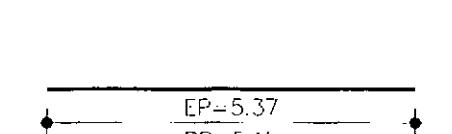
ALCANTARILLA SOBRE ARROYO CAÑADA DE GOMEZ - PCIA. DE STA. FE
DISTRITO CAÑADA DE GOMEZ - CALLE ATLANTICO - CALZADA NATURAL

PROGRESIVA: Km.: 26.870

PLANILLA DE DOBLADO DE HIERROS

Cota Calzada =	78.59 m	Longitud Tramos =	5.00 m
Cota Desagüe =	73.52 m	Cantidad Tramos =	2.00
Cota Fundación =	72.27 m	Altura (H) =	6.00 m
Cota T. Natural =	78.55 m	Ancho (A.C.) =	6.50 m

ALCANTARILLA TIPO A2 RECTA C/V y C/B

POS.	FORMA Y DIMENSIONES Dimensiones en metros	DIAM. [mm]	SEP. [cm]	LONG. [m]	CANT. [n°]	LONG TOT. [m]	PESO [Kg]
14		16.00	30.00	9.66	19.00	183.57	290.04
17		8.00	20.00	1.53	108.00	165.24	66.10
18		8.00		1.73	32.00	55.36	22.14
19		12.00	EP	5.37	8.00	42.92	38.20
		12.00	PP	5.15	8.00	41.20	36.67
20		8.00	EP	5.39	6.00	32.31	12.92
		8.00	PP	5.19	6.00	31.14	12.46
21		10.00	15.00	0.25	46.00	11.50	7.13

**ALCANTARILLA SOBRE ARROYO CAÑADA DE GOMEZ - PCIA. DE STA. FE
DISTRITO CAÑADA DE GOMEZ - CALLE ATLANTICO - CALZADA NATURAL**

PROGRESIVA: Km.: 26.870

PLANILLA DE DOBLADO DE HIERROS

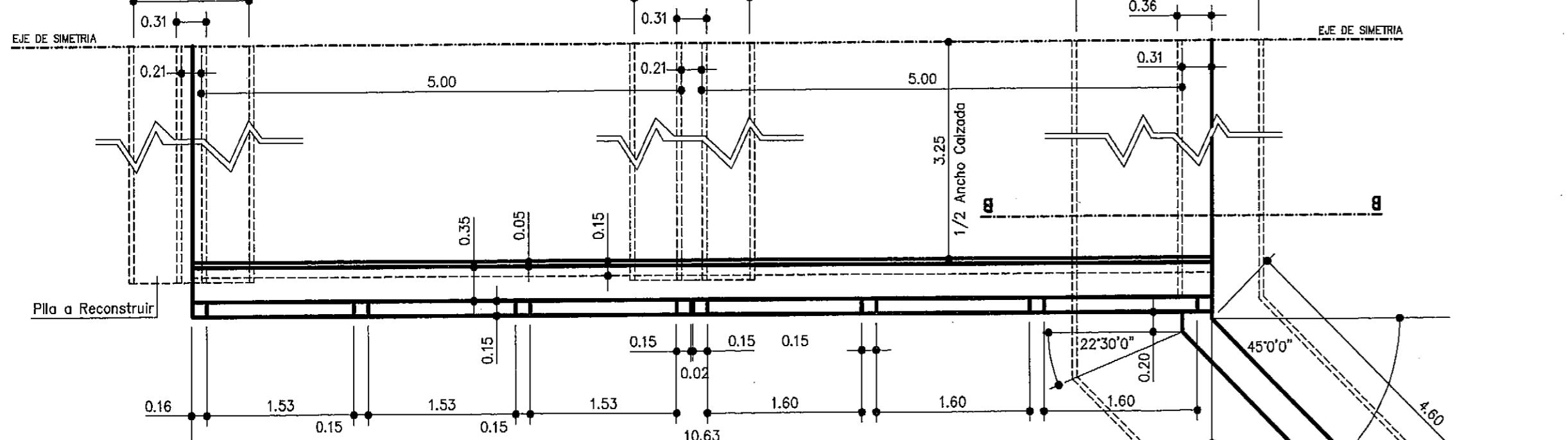
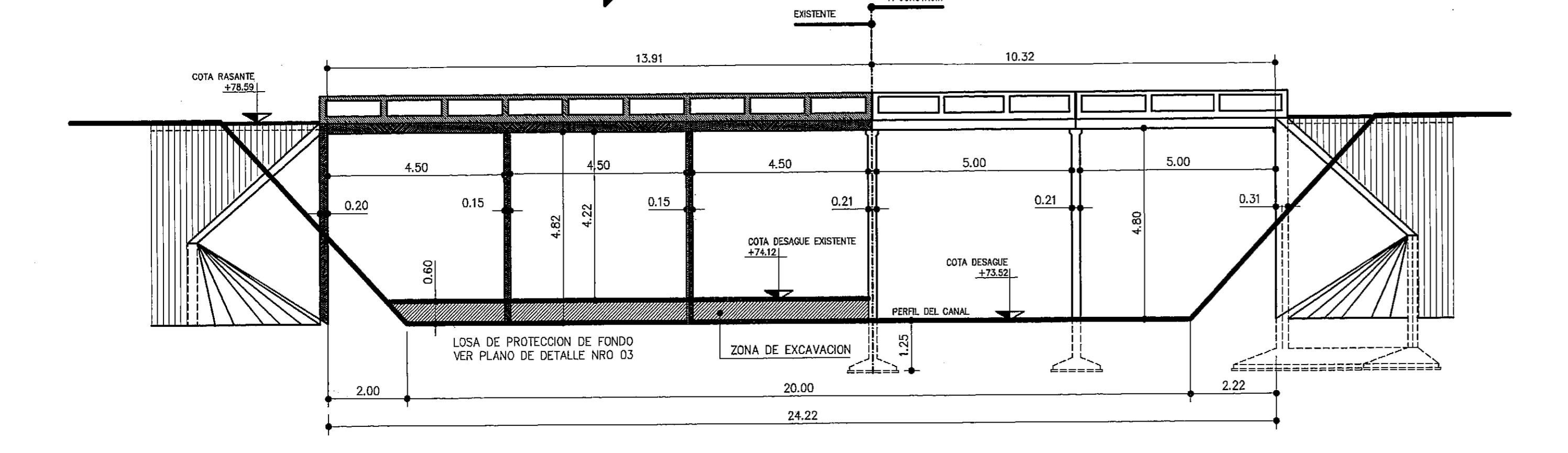
Cota Calzada =	78.59 m	Longitud Tramos =	5.00 m
Cota Desagüe =	73.52 m	Cantidad Tramos =	2.00
Cota Fundación =	72.27 m	Altura (H) =	6.00 m
Cota T. Natural =	78.55 m	Ancho (A.C.) =	6.50 m

ALCANTARILLA TIPO A2 RECTA C/V y C/B

VISTA GENERAL

Escala 1:100

NORTE



ALCANTARILLA TIPO A2
CON VEREDA Y BARANDA

PLANTA
Escala 1:50

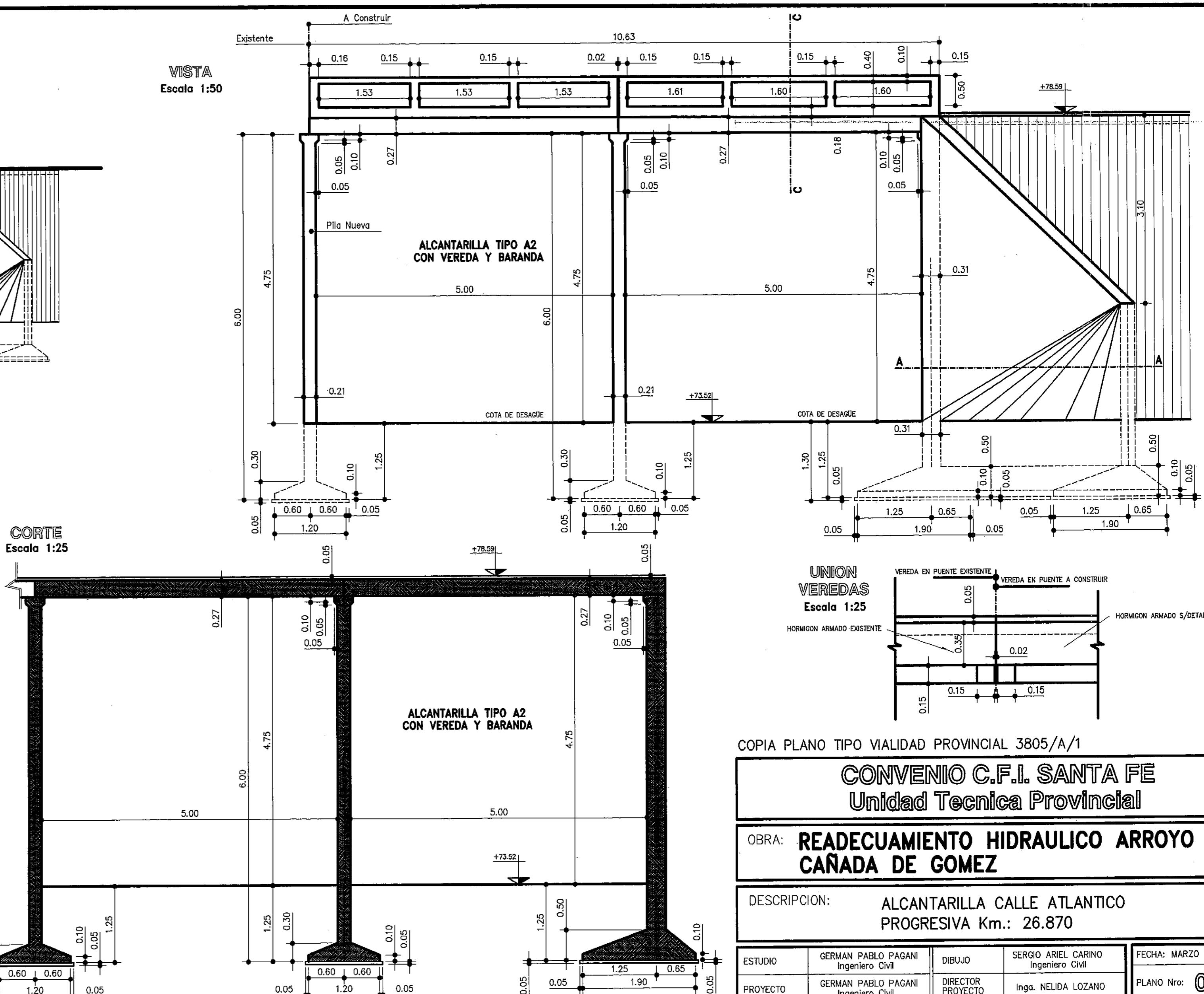
TIPO DE CARGA:
SEGUN NORMA NB6 BRASILEÑA CAMION 36 T

ESPECIFICACIONES:
HORMIGON ESTRUCTURAL: TIPO H-21 S/Cirsoc
HORMIGON BAJO FUNDACION: TIPO H-8 S/Cirsoc
ACERO TIPO III (A.D.N.) 420/500

RECUBRIMIENTOS DE ARMADURAS 0.02 m

VISTA

Escala 1:50



CONVENIO C.F.I. SANTA FE
Unidad Técnica Provincial

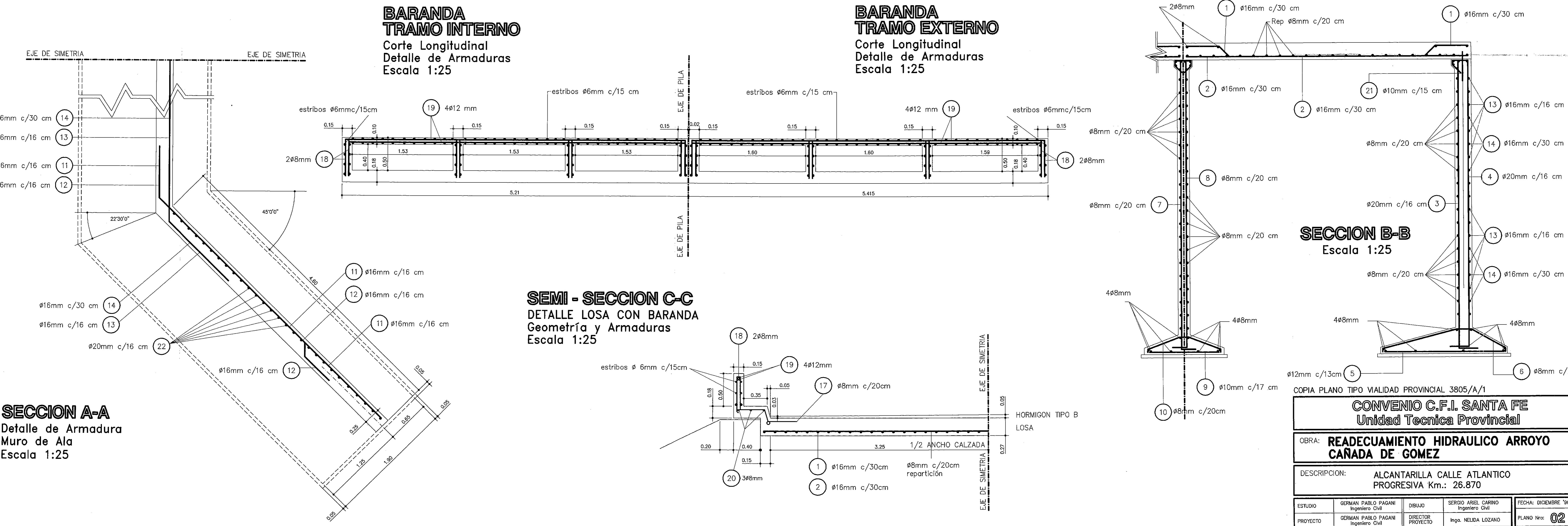
**OBRA: READECUAMIENTO HIDRAULICO ARROYO
CAÑADA DE GOMEZ**

**DESCRIPCION: ALCANTARILLA CALLE ATLANTICO
PROGRESIVA Km.: 26.870**

ESTUDIO	GERMAN PABLO PAGANI Ingeniero Civil	DIBUJO	SERGIO ARIEL CARINO Ingeniero Civil
PROYECTO	GERMAN PABLO PAGANI Ingeniero Civil	DIRECTOR PROYECTO	Inga. NELIDA LOZANO

FECHA: MARZO '97

PLANO Nro: 01



ALCANTARILLA SOBRE ARROYO CAÑADA DE GOMEZ - CALLE ATLANTIC

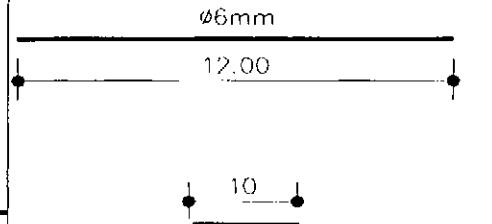
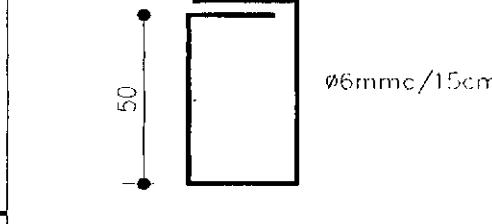
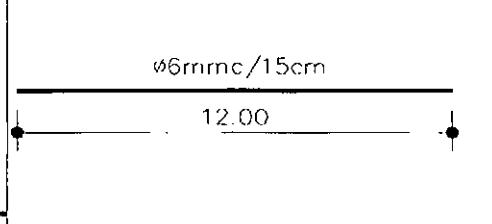
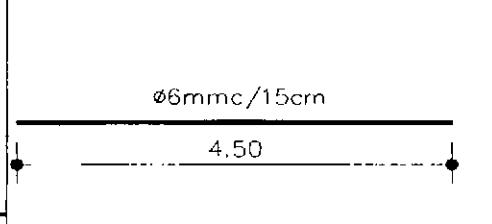
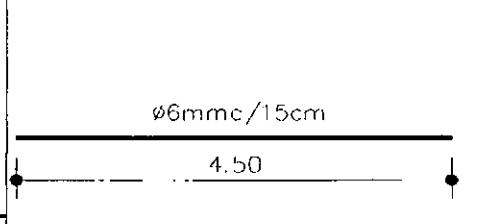
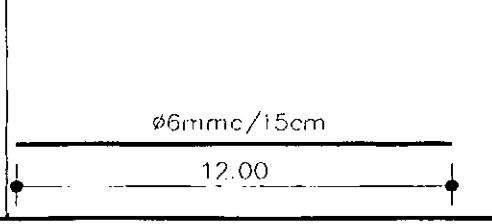
DISTRITO CAÑADA DE GOMEZ - DEPARTAMENTO IRIONDO - PCIA DE SANTA FE

PROGRESIVA: Km.: 26.870

PLANILLA DE DOBLADO DE HIERROS

Cota Calzada =	78.59 m	Longitud Tramos =	4.50 m
Cota Desagüe =	73.52 m	Cantidad Tramos =	3.00
Cota Fundación =	72.27 m	Altura Libre (h) =	4.75 m
Cota T. Natural =	78.55 m	Ancho (A.C.) =	6.50 m

LOSA PROTECCION DE FONDO ALCANTARILLA EXISTENTE

POS.	FORMA Y DIMENSIONES Dimensiones en metros	DIAM. [mm]	SEP. [cm]	LONG. [m]	CANT. [n°]	LONG TOT. [m]	PESO [Kg]
1	 ø6mm	6.00		12.00	6.00	72.00	15.84
2	 ø6mmc/15cm	6.00	15.00	1.30	276.00	358.80	78.94
3	 ø6mmrc/15cm	6.00	15.00	12.00	73.00	876.00	192.72
4	 ø6mmc/15cm	6.00	15.00	4.50	160.00	720.00	158.40
5	 ø6mmc/15cm	6.00	15.00	4.50	160.00	720.00	158.40
6	 ø6mmrc/15cm	6.00	15.00	12.00	73.00	876.00	192.72

ALCANTARILLA SOBRE ARROYO CAÑADA DE GOMEZ - CALLE ATLANTIC

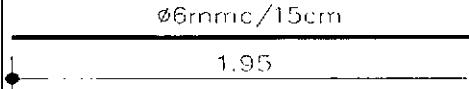
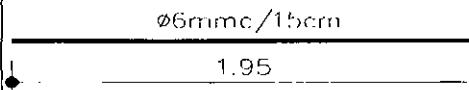
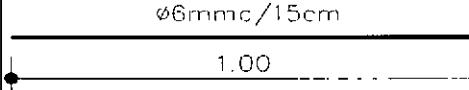
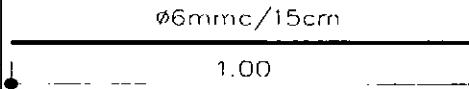
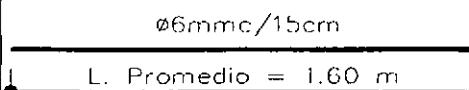
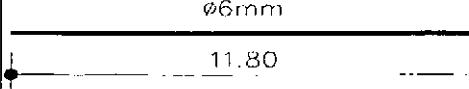
DISTRITO CAÑADA DE GOMEZ - DEPARTAMENTO IRIONDO - PCIA DE SANTA FE

PROGRESIVA: Km.: 26.870

PLANILLA DE DOBLADO DE HIERROS

Cota Calzada =	78.59 m	Longitud Tramos =	4.50 m
Cota Desagüe =	73.52 m	Cantidad Tramos =	3.00
Cota Fundación =	72.27 m	Altura Libre (h) =	4.75 m
Cota T. Natural =	78.55 m	Ancho (A.C.) =	6.50 m

LOSA PROTECCION DE FONDO ALCANTARILLA EXISTENTE

POS.	FORMA Y DIMENSIONES Dimensiones en metros	DIAM. [mm]	SEP. [cm]	LONG. [m]	CANT. [n°]	LONG TOT. [m]	PESO [Kg]
7	ø6mmrc/15cm 	6.00	15.00	1.95	80.00	156.00	34.32
8	ø6mmc/15cm 	6.00	15.00	1.95	80.00	156.00	34.32
9	ø6mmc/15cm 	6.00	15.00	1.00	80.00	80.00	17.60
10	ø6mmc/15cm 	6.00	15.00	1.00	80.00	80.00	17.60
11	ø6mmc/15cm 	6.00	15.00	1.60	116.00	185.60	40.83
1'	ø6mm 	6.00		11.80	12.00	141.60	31.15

ALCANTARILLA SOBRE ARROYO CAÑADA DE GOMEZ - CALLE ATLANTIC

DISTRITO CAÑADA DE GOMEZ - DEPARTAMENTO IRIONDO - PCIA DE SANTA FE

PROGRESIVA: Km.: 26.870

PLANILLA DE DOBLADO DE HIERROS

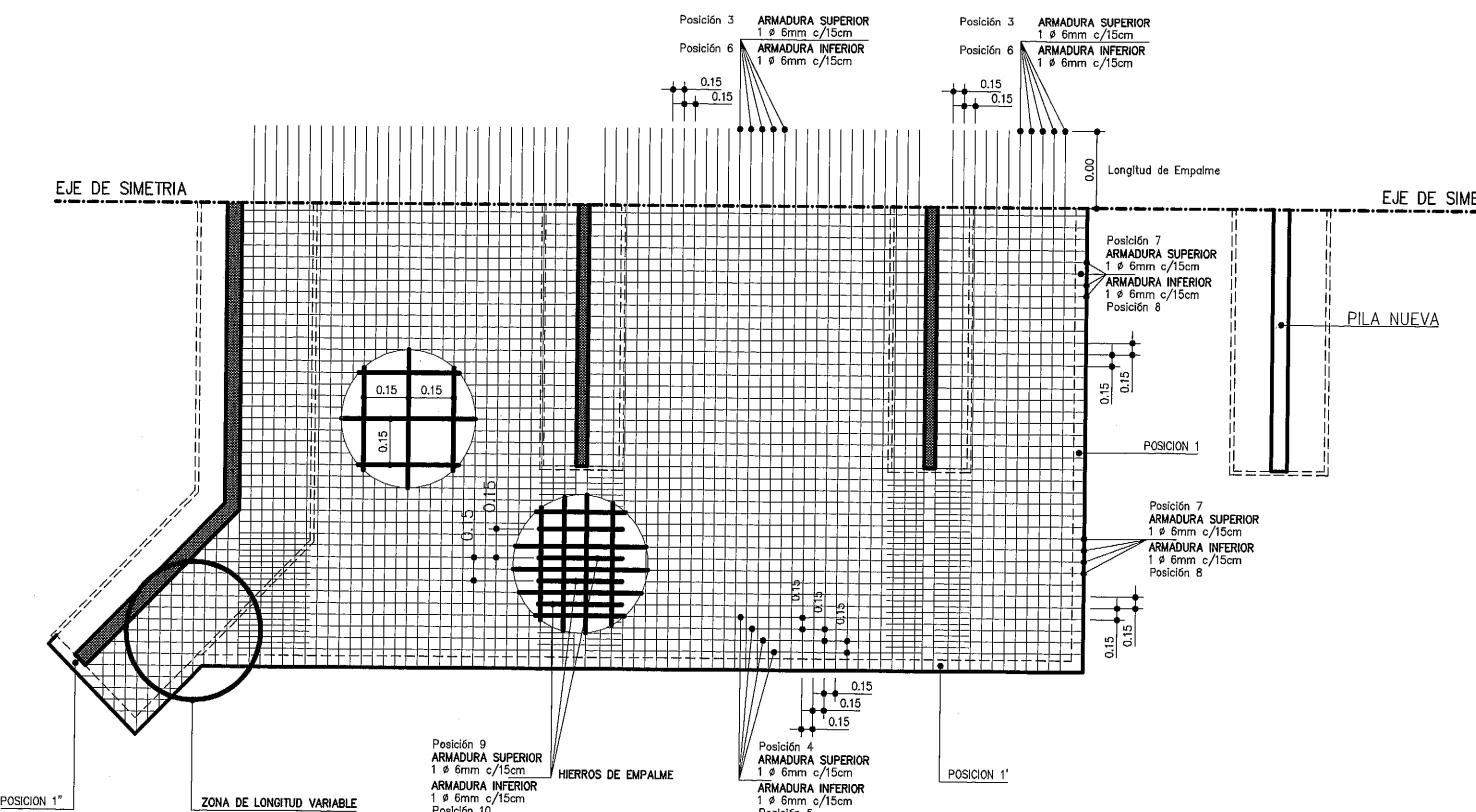
Cota Calzada =	78.59 m	Longitud Tramos =	4.50 m
Cota Desagüe =	73.52 m	Cantidad Tramos =	3.00
Cota Fundación =	72.27 m	Altura Libre (h) =	4.75 m
Cota T. Natural =	78.55 m	Ancho (A.C.) =	6.50 m

LOSA PROTECCION DE FONDO ALCANTARILLA EXISTENTE

POS.	FORMA Y DIMENSIONES Dimensiones en centimetros	DIAM. [mm]	SEP. [cm]	LONG. [m]	CANT. [n°]	LONG TOT. [m]	PESO [Kg]
1"	 ø6mm 1.25	6.00		1.25	12.00	15.00	3.30
1"	 ø6mm 1.60	6.00		1.60	12.00	19.20	4.22
	TOTAL ARMADURAS						980.36

DETALLE DE ARMADURAS

Escala 1:50



Llamaremos en las planillas de doblado a esta ubicación posición 11 y la computaremos como una longitud promedio tanto a la armadura superior e inferior en un sentido y a su perpendicular.

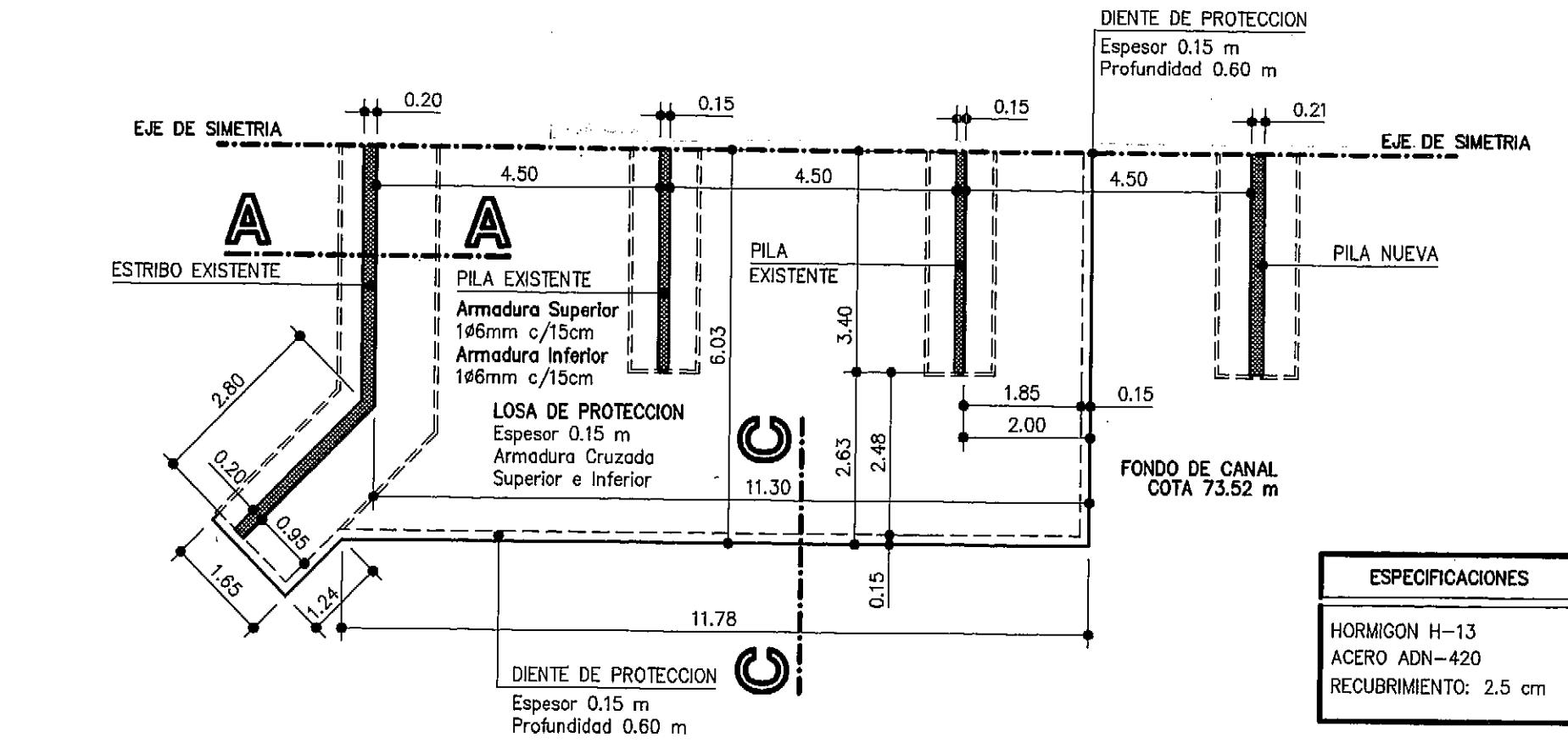
NOTA:

La Posición 1 corresponde a los hierros longitudinales del Diente de Protección. La Posición 2 corresponde a los estribos del mencionado elemento.

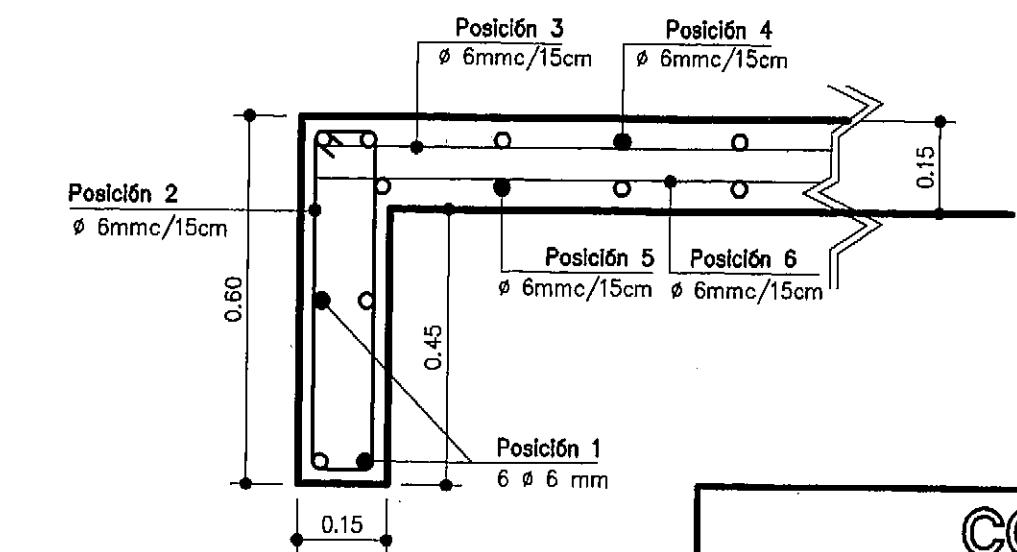
Debido a que la dirección del Diente varía, la posición 1 toma dos denominaciones mas según la dirección: Posición 1' y Posición 1''. Ver Detalle de Armaduras.-

PLANTA GENERAL

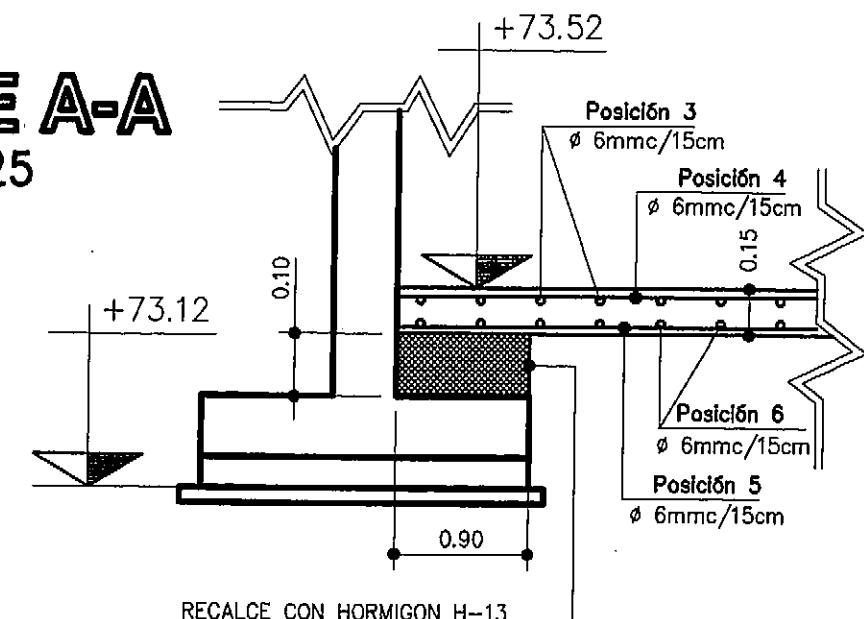
Escala 1:100



CORTE C-C
Escala 2:25



CORTE A-A
Escala 2:25



CONVENIO C.F.I. SANTA FE
Unidad Técnica Provincial

**OBRA: READECUAMIENTO HIDRAULICO ARROYO
CAÑADA DE GOMEZ**

**DESCRIPCION: LOSA PROTECCION ALCANTARILLA CALLE ATLANTICO
PROGRESIVA Km.: 26.870**

ESTUDIO	GERMAN PABLO PAGANI Ingeniero Civil	DIBUJO	SERGIO ARIEL CARINO Ingeniero Civil
PROYECTO	GERMAN PABLO PAGANI Ingeniero Civil	DIRECTOR PROYECTO	Inga. NELIDA LOZANO

FECHA: DICIEMBRE '96
PLANO Nro: 03