



AUTOPISTAS DEL SOL S.A.

ESTUDIOS Y DISEÑOS DE LA DOBLE CALZADA VARIANTE DE PALMAR DE VARELA

INFORME FINAL VOLUMEN VIII

**DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE CAÑO FÍSTULA
VARIANTE DE PALMAR DE VARELA K26+092.77**

TOMO II

VERSIÓN 02



TECNOCONSULTA
Ingenieros Consultores

TC-2082-135



AUTOPISTAS DEL SOL S.A.

ESTUDIOS Y DISEÑOS DE LA DOBLE CALZADA VARIANTE DE PALMAR DE VARELA

**VOLUMEN VIII
TOMO II
INFORME FINAL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE CAÑO FÍSTULA
VARIANTE DE PALMAR DE VARELA K26+092.77**

TOMO II

VERSIÓN 02



TECNOCONSULTA
Ingenieros Consultores

TC-2082-135

AUTOPISTAS DEL SOL S.A.

**VOLUMEN VIII.
TOMO II
INFORME FINAL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE CAÑO FÍSTULA
VARIANTE DE PALMAR DE VARELA K26+092.77**

VERSIÓN 02

CONTROL DE MODIFICACIONES

Versión N°	Fecha	Numeral Modificado	Descripción de la Modificación	Responsable
01	Octubre de 2010	N/A	Emisión original	Yolanda Guevara Baquero
02	Enero de 2011	N/A	Anexo A –Tensionamiento viga	Yolanda Guevara Baquero

ELABORO: Yolanda Guevara Baquero	REVISÓ:  Ing. Jorge Millán P.	APROBÓ: Ing. Salomón Niño	FECHA: Enero 31 de 2011
--	---	---	---------------------------------------

MAR 20 2012

AUTOPISTAS DEL SOL S.A.

VOLUMEN VIII INFORME FINAL

**DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE CAÑO FÍSTULA
VARIANTE DE PALMAR DE VARELA K26+092.77**

INDICE

TABLA DE CONTENIDO

CAPITULO I	I-3
I. GENERALIDADES	I-3
CAPITULO II	II-1
II. CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO	II-1
II.1 Objetivos	II-1
II.1.1 El objetivo general:	II-1
II.1.2 Los objetivos específicos:	II-1
II.2 Localización del Proyecto	II-1
II.3 Descripción de la Estructura	II-1
II.3.1 Superestructura	II-1
II.3.2 Infraestructura	II-1
II.3.3 Cimentación	II-2
CAPITULO III	III-3
III. CRITERIO DE DISEÑO	III-3
III.1 Descripción Del Alcance Del Proyecto Y Generalidades	III-3
III.2 Sistema De Unidades	III-3
III.3 Documentos De Referencia	III-3
III.4 Normas De Diseño	III-3
III.5 Carga De Diseño	III-3
CAPITULO IV	III-4
IV. ANÁLISIS ESTRUCTURAL	III-4
IV.1 Cimentación	III-4
IV.2 Infraestructura	III-5
IV.3 Superestructura	III-5
CAPITULO V	III-6
V. DISEÑO ESTRUCTURAL	III-6
V.1 Generalidades	III-6

TC-2082-135

Estudios y diseños del Puente Caño Fístula
Volumen VIII Estudio y diseño estructural

TABLA DE FIGURAS

FIGURA N° II-1: VISTA GENERAL DEL PONTEADEROII-2

ANEXOS

ANEXO A	MEMORIA DE CÁLCULO VIGA PREESFORZADA
ANEXO B	MEMORIA DE CÁLCULO ESTRIBO Y ALETA
ANEXO C	MODELO ESTRUCTURAL
ANEXO D	MEMORIA DE CÁLCULO BARANDA, NEOPRENO Y PLACA DE ACCESO

AUTOPISTAS DEL SOL

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE CAÑO FÍSTULA VARIANTE DE PALMAR DE VARELA K26+092.77

CAPITULO I

I. GENERALIDADES

El presente documento corresponde al informe del diseño estructural del puente CAÑO FÍSTULA, obra que se hace parte de las estructuras proyectadas para la construcción de la doble calzada de la Variante de Palmar de Valera y que estaba prevista dentro del alcance del contrato de la firma concesionaria AUTOPISTAS DEL SOL S.A.

Dicha obra estará localizada en el K26+092.77, de la futura doble calzada en mención.

CAPITULO II

II. CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO

II.1 Objetivos

II.1.1 El objetivo general:

El objetivo del presente informe es presentar el **DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE CAÑO FÍSTULA**, mediante el cual se determinaron las características geométricas y el refuerzo para cada uno de las componentes del puente, como son: la cimentación, la infraestructura y la superestructura.

II.1.2 Los objetivos específicos:

El objetivo específico es la presentación de la memoria de cálculo de cada uno de los elementos que componen el puente CAÑO FÍSTULA, indicando claramente las Normas adoptadas, las cargas y haciendo una descripción de los programas de diseño estructural que se utilizaron en el análisis estructural.

II.2 Localización del Proyecto

El puente CAÑO FÍSTULA se encuentra proyectado para la doble calzada de la Variante de Palmar de Varela en el K26+092.77

II.3 Descripción de la Estructura

El trazado geométrico de la vía, tiene proyectado en el sitio Caño Fístula dos puentes paralelos de 30 metros de longitud, uno para cada calzada, con pendiente longitudinal del 4% y un peralte constante del 2,4%. El ancho de tablero es de 11.30 m, de los cuales 0.3 m, corresponden a un bordillo y un andén de 1.55 m en el borde exterior de cada una de las calzadas, en el ancho restante de 9.4 m, albergan dos carriles de vía. Se proyectaron barandas metálicas en el andén para proteger el tráfico peatonal del vehicular así como en los bordes laterales del tablero.

II.3.1 Superestructura

La superestructura consta de un tablero reforzado de $f'c=280$ k/cm² y 0.18 m de espesor. Se proyectaron cuatro vigas en concreto pre-esforzado con $f'c=350$ k/cm².

II.3.2 Infraestructura

La infraestructura la constituyen dos (2) estribos en concreto reforzado de 6,0 m de altura, y aletas a 45° para contener el terraplén de los accesos. Se recomienda que el especialista hidráulico defina o no la necesidad de construir obras de protección entre los

dos puentes proyectados lo mismo que aguas abajo y aguas arriba de cada uno de los puentes.

II.3.3 Cimentación

Siguiendo las recomendaciones dadas por el estudio de geotécnica, se proyectaron pilotes pre-excavados de diámetro 0.8 m y longitud de 10 m en cada uno de los estribos, para las aletas se tienen previstos pilotes de 0,6 m de diámetro y L=8 metros.

FIGURA N° II-1: VISTA GENERAL DEL PONTEADERO
CAÑO FÍSTULA



PONTEADERO EN EL SECTOR DEL PUENTE CAÑO FÍSTULA

CAPITULO III

III. CRITERIO DE DISEÑO

III.1 Descripción del alcance del proyecto y generalidades

La estructura se dimensionó para los efectos generados por las máximas cargas que se puedan presentar durante la vida útil del puente, constituidas básicamente por las cargas muertas, vivas, hidrostáticas y de sismo.

III.2 Sistema De Unidades

EL criterio de diseño empleado utiliza el Sistema Métrico, a no ser que se indique lo contrario.

III.3 Documentos de Referencia

En la elaboración de este diseño, se tomaron como referencia los estudios preliminares suministrados por la firma Tecnoconsulta S.A, así como los términos de referencia que hacen parte del documento de contratación:

Referencia	Titulo
Elaborado por Tecnoconsulta S.A	Levantamiento Topográfico y Diseño geométrico de la vía
Elaborado por Tecnoconsulta S.A	Estudio hidráulico para el proyecto de la Variante Palmar de Varela en el sector de Caño Fístula.
Elaborado por CM-Ingeniería de Consultoría y Construcción	Estudio geotécnico-Autopistas del Sol-Proyecto puente vehicular para la Variante Palmar de Varela-Sector Caño Fístula

III.4 Normas De Diseño

El diseño estructural para el puente sobre el Arroyo Caimital, se adelanto con las normas establecidas en el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes y la última versión de la norma AASHTO.

III.5 Carga de Diseño

La carga corresponde a la línea de carga del camión de diseño C-40-95.

CAPITULO IV

IV. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para puentes de una luz, el Código Colombiano de Puentes (CCP), en el numeral A.3.5.5 admite el "Procedimiento Sísmico de análisis simplificado", el cual consiste en determinar las fuerzas sísmicas horizontales que transmite la superestructura a los apoyos y estribos, tanto longitudinalmente como transversalmente, las cuales se obtienen multiplicando las reacciones en el apoyo o estribo, causadas por las cargas muertas por el coeficiente de aceleración A.

IV.1 Cimentación

Mediante un análisis estático de la infraestructura, y mediante una hoja de cálculo en excel, se determinan el numero de pilotes y se obtienen los esfuerzos producidos para los diferentes grupos de carga que aplican para este puente; obtenido estos datos se adelanto un Modelo de elementos finitos que permite determinar la interacción suelo-estructura, empleando para ello el programa SAP 2000, en dicho modelo se analizaron varias hipótesis de carga y se obtuvo una envolvente de esfuerzos máximos y mínimos en los pilotes y en el estribo.

El programa SAP para la carga muerta genera internamente el peso de acuerdo con las dimensiones de los elementos y las características de los materiales que se le introduzcan. Para el sismo permite el uso del espectro de diseño. Las cargas por presión de tierras, las provenientes de la superestructura se pueden modelar e incluir en el análisis. Para los pilotes se tiene en cuenta los módulos de reacción horizontal del terreno, datos suministrados en el estudio de suelos, en este caso se considera una socavación aproximada de 2 metros.

Los resultados que entrega finalmente son de momentos, cortantes, axiales y esfuerzos en cada una de las direcciones y en cada uno de los elementos analizados para cada una de las cargas evaluadas, para las combinaciones y en la envolvente muestra los máximos o mínimos exigidos mostrando la hipótesis a la cual corresponde.

Los pilotes se analizan para las siguientes condiciones de carga de trabajo, los cuales son comparados con los esfuerzos admisibles suministrados por el estudio de suelo:

GRUPO I	$1,0*(1,0*CM+1,0*CV+1,0*Ea$
GRUPO VII	$1,0*(1*CM+1,0*Ea+1*Eeq+SISMO(100%X+30%Y) SISMO X$
GRUPO VII	$1,0*(1*CM+1,0*Ea+1*Eeq+SISMO(30%X+100%Y) SISMO Y$

El diseño se basa en los esfuerzos obtenidos de la envolvente de cargas:

GRUPO I $1,3*(1,0*CM+1,7CV+1,3*Ea)$
GRUPO VII $1,0*(1*CM+1,0*Ea+1*Eeq+SISMO(100%X+30%Y) SISMO X$
GRUPO VII $1,0*(1*CM+1,0*Ea+1*Eeq+SISMO(30%X+100%Y) SISMO Y$

IV.2 Infraestructura

La infraestructura se analiza para las condiciones de carga últimas del grupo I, III y VII, utilizando la hoja de cálculo elaborada para tal fin, y los esfuerzos obtenidos se comparan con los datos que el Programa SAP arroja de los elementos Shell.

Grupos de Carga para diseño con factor de carga son:

GRUPO I $1,3*(1,0*D + 1,7CV + 1,3*Ea)$
GRUPO III $1,3*(1,0*D + 1,0CV + 1,3*Ea + 1,0B + 0,3W + 1,0WL + 1,0LF)$
GRUPO VII $1,0*(1,0*D + 1,0*Ea + 1*Eeq)$
GRUPO VII $1,0*(1*D+1,0*Ea+1*Eeq)$

Donde:

- D: Carga muerta.
- CV: Carga viva.
- B: Flotación
- W: Carga de viento en la superestructura
- W: Carga de viento en la carga viva
- LF: Fuerza longitudinal debida a la carga viva.
- Ea: Empujes de tierras en muros.
- Eeq: Empuje de tierras por sismo

IV.3 Superestructura

El análisis de la viga postensada se evaluó utilizando una hoja electrónica en la cual se introducen las cargas actuantes, la sección transversal, la trayectoria de los cables y se obtienen esfuerzos en diferentes secciones de la viga, verificando su cumplimiento con los esfuerzos permisibles. También se calculan todas las pérdidas tanto inmediatas como a largo plazo.

Los resultados de los análisis elaborados para la viga postensada aquí evaluada, se muestran en el anexo de este documento.

La placa de piso o tablero, se analizó mediante una hoja de cálculo que tiene en cuenta la carga viva C40-95, la carga muerta y el impacto.

CAPITULO V

V. DISEÑO ESTRUCTURAL

V.1 Generalidades

El diseño estructural de todas los componentes del puente se adelanta una vez se han obtenido los máximos esfuerzos de axial, corte y momento, se incluye el diseño de la baranda metálica y de los apoyos de neopreno.

En los anexos se presentan las memorias de cálculo de todos los elementos.

MATERIALES UTILIZADOS.

Calidad del Concreto:

$f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$	Para vigas postensadas
$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$	Para tablero, diafragmas
$f_c = 140 \text{ kg/cm}^2$	Concreto pobre para limpieza en las áreas de contacto con el terreno en cimentación.

Calidad del Acero de Refuerzo:

$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	Para todos los elementos de concreto reforzado y para el refuerzo pasivo de las vigas postensadas.
Acero ASTM A36	Para perfiles y platinas de la baranda

Calidad del Acero de Postensionamiento:

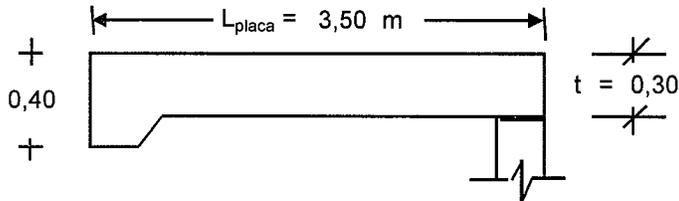
$F_{pu} = 18900 \text{ kg/cm}^2$.	Para cables de acero de alta resistencia. ASTM A-416 grado 270 de baja relajación.
------------------------------------	--

Calidad de los Neoprenos:

Dureza: 60
Platinas de acero ASTM-A36

ANEXO A
PLACA DE ACCESO PUENTE

PLACA DE ACCESO PUENTE ARROYO AGUAS VIVAS 2



PLACA DE ACCESO

Carga muerta

$$W_{cm} = 0,30 \times 2,40 + T_{rod} \times G_{rod} + T_{rell} \times G_{rell} = 1,37 \text{ t/m}$$

$$M_{cm} = \frac{W_{cm} \times 3,20^2}{8} = 1,75 \text{ t-m}$$

Carga viva Camión : C-40-95

$$M_{cv+i} = 1,40 \times 3,20 \times 1,30 = 5,82 \text{ t-m}$$

DISEÑO

$$M_u = 1,3 \times M_{cm} + 2,2 \times M_{cv+i} = 15,092 \text{ t-m}$$

$$\text{Sección : } b = 100 \quad d = 24$$

$$\rho = 0,0076 \quad A_s = 18,2 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{No. 6 } c / 15$$

Refuerzo de repartición :

$$A_{srep} = \frac{55}{\sqrt{L_c}} < 50 \% \Rightarrow A_{srep} = 31 \%$$

$$A_{srep} = 0,31 \times 18,2 = 5,61 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{No. 4 } c / 22$$

DATOS GENERALES

$$\text{Luz de cálculo} = 3,20 \text{ m}$$

$$\text{Impacto} = 30 \%$$

$$\text{Recubrimiento} = 0,05 \text{ m}$$

Materiales

$$\text{Concreto : } f_c = 210 \text{ k/cm}^2$$

$$\text{Refuerzo : } f_y = 4200 \text{ k/cm}^2$$

Rodadura

$$\text{Espesor} = 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Peso específico} = 2,20 \text{ t/m}^3$$

Relleno

$$\text{Espesor} = 0,30 \text{ m}$$

$$\text{Peso específico} = 1,80 \text{ t/m}^3$$

ANEXO B
APOYOS DE NEOPRENO

DISEÑO APOYOS DE NEOPRENO

Reacción carga muerta	Rcm=	45,07	t
Reacción carga viva	Rcv=	31,27	t
Luz del puente	L =	29,40	m

PROPIEDADES DEL NEOPRENO

TABLA A.10.2.3-1

factor de modificación =	β	1	
Dureza	D=	60	
Módulo de corte	G=	10	kg/cm ²
Deformación por flujo plástico		35%	
Δ Temperatura		15	
Coefficiente de dilatación térmica		11*10	mmm/mmm/C°

AREA DE CONTACTO

Largo (asumido)	L=	40	cm
Ancho (asumido)	W=	40	cm

PROPIEDADES LÁMINA

Espesor capa de neopreno	hri=	2,2	cm
espesor capa de refuerzo	hrs=	0,6	cm
Esf. Fluencia acero	fy=	2540	kg/cm ²
Número de capas	n=	2	
Espesor total neopreno	hrt=	4,4	cm
Espesor total apoyo		5	cm
Deformación instantánea por capa	eci=	2,3 %	Tabla A.10.4.1.2 B
Deformación instantánea local	$\Delta c = \text{Suma}(eci \cdot hri)$	1,01	
Deformación por flujo plástico	$Dp = (35\% Dc)$	0,35	
Factor de Forma	$S = (LW) / ((2hri)(L+W))$	4,55	
Esfuerzo de Compresión	P/A=	47,71	
Esfuerzo de compresión máximo	GS/ β =	45,45	

Deformación unitaria del concreto por Δ de temperatura

$$\epsilon_{temp} = 11 \cdot 10^{-6} \cdot 15 = 0,000165$$

Deformación retracción de fraguado: corresponde al 10% de ϵ concreto ($\epsilon_{concreto} = 0,003$)

$$\epsilon_{ret. fraguado} = 0,10 \cdot 0,003 = 0,0003$$

$$\Delta s = L(\epsilon_{temp} + \epsilon_{ret. fraguado}) = 0,00882 \quad 8,82 \quad \text{mm}$$

$$\Delta s_{total} = 1,2 \cdot \Delta s = 10,584 \quad \text{mm}$$

Chequeo por corte $hrt > 2 \cdot \Delta s_{total}$ $2 \cdot \Delta s_{total} = 21,168 \quad \text{mm}$
 $hrt = 44 \quad \text{mm}$

hrt	>	2*Δs total	o.k.
------------	-------------	--------------------------------------	-------------

Chequeo por rotación del apoyo θ_z

$\theta_z \rightarrow$ rotación máxima admisible

$$\theta_z \text{ max.} = 2\Delta c/L \quad 0,00506$$

$$\theta_z \text{ act.} = W * L^3 / (24 * E_c * I_c) = \quad 0,000963$$

$$W = (cm + cv) / \text{viga} = \quad 5,193 \text{ t/m}$$

$\theta_z \text{ act.}$	<	$\theta_z \text{ max.}$	o.k.
---	-------------	---	-------------

Chequeo por estabilidad

$hrt < L/3$

$hrt < W/3$

$$L/3 = \quad 13$$

$$W/3 = \quad 13$$

hrt	<	L/3	o.k.
hrt	<	W/3	o.k.

Chequeo del refuerzo

$R > 300 \text{ hri}$

$$300 \text{ hri} = \quad 660$$

$$R = f_y * hri \quad 5080$$

R	>	300hri	o.k.
----------	-------------	---------------	-------------

ANEXO C
BARANDA VEHICULAR

DISEÑO DE BARANDA VEHICULAR

Baranda a utilizar

postes sección: **HEA 160**

Peso (kg/m)	30,4 kg/m
h =	152 mm
b =	160 mm
s =	6 mm
t =	9 mm
Ix =	1670 cm ⁴
Sx =	220 cm ³

Elementos horizontales

tubos \emptyset	2-1/2"	STD
\emptyset	2,5	"
Separación:	2	m

Verificación de anclajes:

La condición mas desfavorable es colocar la carga "P" en el extremo de la baranda (Z1)

P =	4540 kg
Z1 =	213 mm
Z2 =	588 mm
Z3 =	963 mm
Anclajes: No. de var. de 1"	4
Separación entre varillas:	200 mm
área de var. 1" =	506,708664 mm ²
Fy = Acero A -36	36000 p.s.i

Max. = P*brazo =	4.372.020 kg-mm
Tmax. = Mmax/(brazo par)	10930,05 kg
ft = Tmax/A =	1079 kg/cm ²
Ft = 0,6*Fy =	1512 kg/cm ²

Ft	>	ft	cumple
----	---	----	--------

Verificación postes:

Mmax = P/3*(Z1 + Z2 + Z3)	2669520 kg-mm
f _{flexión} = Mmax/Sx	1213,42 kg/cm ²
Fadm = 0,6*Fy =	1512 kg/cm ²

Ft adm.	>	f _{flexion}	cumple
---------	---	----------------------	--------

Verificación elementos horizontales:

S= separación entre postes:

w = (P/3) / Separac. =	7,57 kg/cm
Mmax. = w*L*L/8 =	37833,3 kg-cm
Sx req. mín. =	20,02 cm ³
Sx \emptyset =	25,138 cm ³

Sx \emptyset	>	Sx req. mín.	cumple
----------------	---	--------------	--------

ANEXO D
INFRAESTRUCTURA

ALETA PUENTE CAÑO FÍSTULA

DATOS GENERALES

Materiales:

& Suelo	1,80 t/m3
& Concreto	2,40 t/m3
F'c estribo =	210,00 Kg/cm2

1,278

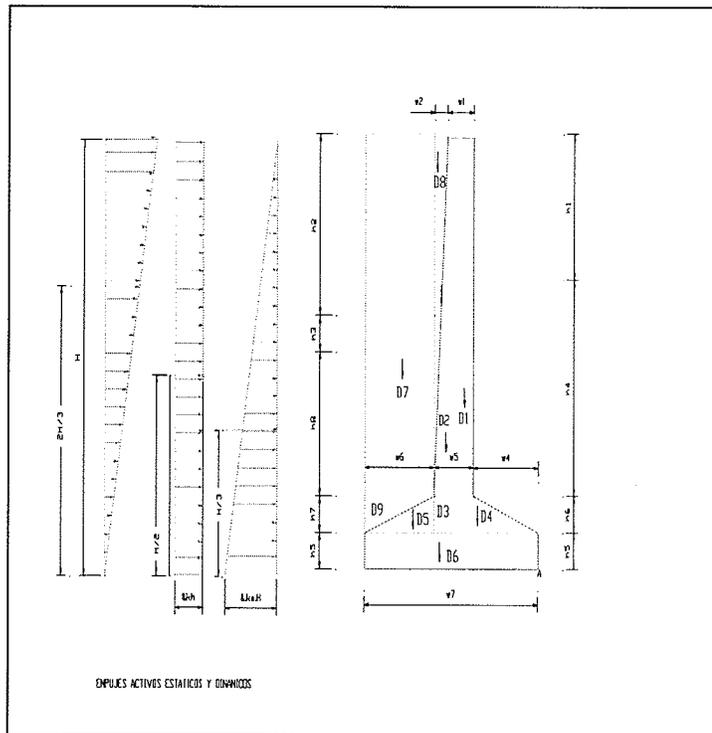
Angulo de fricción	(ϕ)	30 °	0,524 rad	0,473	0,124	0,158	27,079
Angulo de fricción entre el suelo y el muro	(δ)	30 °	0,524 rad	0,000	0,123	0,157	
Angulo del vástago (B)	(β)	3,820 °	0,067 rad				
Angulo del talud (i)	(i)	20 °	0,349 rad				
Aceleración	(A)	0,1					
Coefficiente sísmico vertical (Kv=0,4Kh)	(Kv)	0,02					
Coefficiente sísmico horizontal (Kh=A/2)	(Kh)	0,05					

Dimensiones estribo:

Altura total del muro	(H)	5,50 m
Altura vástago	(h2)	4,50 m
Base del vástago	(w5)	0,60 m
Ancho de la corona	(w1)	0,30 m
Ancho del cargue del vástago	(w2)	0,30 m
Altura cte zapata	(h5)	1,00 m
Altura acartelada zarpa trasera	(h7)	0,00 m
Altura acartelada zarpa delantera	(h6)	0,00 m
Ancho total de la zapata	(w7)	2,80 m
Ancho de la zarpa trasera	(w6)	1,20 m
Ancho de la zarpa delantera	(w4)	1,00 m
Inclinación vástago		0,067
Sobre altura por carga viva		0,00 m

Materiales:

F'c muro =	210,000	210	kg/cm2
Acero de refuerzo f'y =	4200		kg/cm2
Altura de la inclinación del terraplén	(h')	0,546	m



ALETAS

1) EMPUJES DE TIERRA

Empuje activo estatico:

$$E_a = 1/2 * \gamma * K_a * (H+h')^2 = 13,626618 \text{ T/m}$$

$$K_a = 1 - \frac{\sin \phi}{1 + \sin \phi} = 0,414$$

$$Z_a = (H+h')/3 = 1,83 \text{ m}$$

$$M_{Ea} = E_a \times (H+h')/3 = 24,982 \text{ t-m/m}$$

$$E_{ax} = E_a * \cos(i) = 12,80 \text{ t/m}$$

$$E_{az} = E_a * \sin(i) = 4,66 \text{ t/m}$$

$$B_{ax} = 1,83 \text{ m}$$

$$B_{az} = 2,80 \text{ m}$$

$$M_{Eax} = E_{ax} * Z_a = 23,48 \text{ t/m}$$

$$M_{Eaz} = E_{az} * Z_a = 13,05 \text{ t/m}$$

Empuje activo dinamico:

(Mononobe Okabe)

$$E_{AE} = 1/2 * \gamma * K_{AE} * (H+h')^2$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{(\psi \cos \theta * \cos^2 \beta * \cos(\delta + \beta + \theta))} = 0,4583$$

$$\psi = \frac{1 + (\sqrt{(\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \theta - \beta) / (\cos(\delta + \beta + \theta) * \cos(\phi - \beta)))})^2}{2} = 1,8432$$

$$\theta = \arctg(K_h / (1 - K_v)) = 0,051$$

$$E_{AE} = 1/2 * \gamma * K_{AE} * (H+h')^2$$

$$E_{AE} = 15,08 \text{ t-m/m}$$

$$E_Q = E_{AE} - E_A = 1,45 \text{ t/m}$$

$$M_{EQ} = E_Q * (2/3) * (H+h')$$

$$M_{EQ} = 5,320 \text{ t-m/m}$$

$$E_{AEX} = E_{AE} * \cos(i) = 14,17 \text{ t/m}$$

$$E_{AEZ} = E_{AE} * \sin(i) = 5,16 \text{ t/m}$$

$$B_{AEX} = 3,67 \text{ m}$$

$$B_{AEZ} = 2,80 \text{ m}$$

$$E_{Qx} = E_{AE} * \cos(i) - E_{Ax} = 1,36 \text{ t/m}$$

$$E_{Qz} = E_{AE} * \sin(i) - E_{Az} = 0,50 \text{ t/m}$$

$$M_{EQx} = E_{Qx} * B_{AEX} = 5,00 \text{ t/m}$$

$$M_{EQz} = E_{Qz} * B_{AEZ} = 1,39 \text{ t/m}$$

2) Empuje Sobre carga viva

$$E_{SCV} = \gamma * K_a * H'^2 = \text{EMPUE SOBRE CARGA VIVA}$$

$$H' = 0,000 \text{ m}$$

$$E_{SCV} = 0,000 \text{ t/m}^2$$

$$M_{SCV} = 0,000 \text{ t-m/m}$$

3) DETERMINACIÓN FUERZAS DE SISMO (EQ)

5,1) EQ(I)(efectos inerciales de la infraestructura- estribo)

$$EQ = K_h * (\text{PESO PROPIO ESTRIBO} + \text{RELLENO}) = 1,126$$

$$M(EQ) = EQ * ZH \text{ t/m}$$

$$ZH = \text{Punto de aplicación } EQ = \frac{\sum(\text{Momento cargas muertas})}{\sum(\text{cargas muertas})}$$

$$ZH = 2,416 \text{ m (Con respecto a la base)}$$

$$M(EQ) = 2,720 \text{ t-m/m}$$

RESUMEN DE LAS FUERZAS Y MOMENTOS SOBRE EL ESTRIBO

NOMBRE CARGA	CARGA VERTICAL t/m	Eax/EaEx t/m	Eaz/EAEz t/m	MOMENTO ESTABILIZA t-m/m	MOMENTO VOLCAMIENTO tm/m
D	CARGA MUERTA INFR	22,52		38,61	
Scv	SOBRE CARGA VIVA	0,00		0,00	
EAX	EMPUJE ESTÁTICO		12,805		23,48
EAZ	EMPUJE ESTÁTICO		0,000	4,661	13,05
Escv	EMPUJE SOBRE CARGA VIVA		0,000		0,00
EQ x	EMPUJE SÍSMICO SOBRE EL RELLENO	1,363			5,00
EQZ	EMPUJE SÍSMICO SOBRE EL RELLENO	0,000	0,496	1,39	0,00
EQ(I)	FUERZA SÍSMICA PROVENIENTE INF	1,126			2,72

DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS SOBRE EL TERRENO

RESULTANTE SUMATORIA DE FUERZAS VERTICALES = R

SUMATORIA DE MOMENTOS CON RESPECTO A= ΣMA

POSICIÓN DE LA RESI ΣMA/R

ESFUERZOS SOBRE EL TERRENO= $\sigma = \frac{R}{A} + \frac{ReX}{I_{yy}}$

A= ÁREA DE LA ZAPATA POR METRO DE PROFUNDIDAD

e= EXCENTRICIDAD DE LA FUERZA VERTICAL RESULTANTE

I_{yy} MOMENTO DE INERCIA DE LA ZAPATA RESPECTO A Y-Y

$$\sigma_A = \frac{R}{A} + \frac{ReX}{I_{yy}} \quad \frac{t}{m^2}$$

σ admisible= 30 t/m²

FACTORES DE SEGURIDAD NO SE REQUIERE QUE CUMPLAN POR ESTAR SOBRE PILOTES

$$FSO = \mu \frac{\sum FV_{estabilizantes}}{\sum FH_{desestabilizantes}}$$

$$FSV = \frac{\sum MA_{estabilizantes}}{\sum MA_{desestabilizantes}} \quad \begin{matrix} \mu = \text{Factor de rozamiento} \\ \mu = 0,55 \end{matrix}$$

GRUPOS DE COMBINACIONES DE CARGA: MÉTODO DE LOS ESFUERZOS ADMISIBLES

1) GRUPO I = 1(D+(L+I) + CF + β_e E ESFUERZOS 100%

$$\beta_e = 1,3$$

$$R = 27,18 \text{ t/m} \quad A = 2,80 \text{ m}^2$$

$$\Sigma MA = 21,140 \text{ tm/m} \quad I_{yy} = 1,83 \text{ m}^4$$

$$X_a = 0,78 \text{ m}$$

$$e = 0,62 \text{ m}$$

$$\sigma_A = 16,89 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_B = 2,52 \text{ t/m}^2$$

$$FSV = 2,20 \text{ cumple}$$

$$FSD = 1,17 \text{ no cumple}$$

$$\sigma_{admissible} = 30,00 \text{ t/m}^2$$

2) GRUPO VII = 1(D+ E+ B +SF+EQ) ESFUERZOS 133%

$$R = 27,67 \text{ t/m}$$

$$\Sigma MA = 21,85 \text{ tm/m}$$

$$X_a = 0,79 \text{ m}$$

$$e = 0,61 \text{ m}$$

$$\sigma_A = 17,17 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_B = 2,59 \text{ t/m}^2$$

$$FSV = 1,70 \quad FSV * 1,333 = 2,27 \text{ cumple}$$

$$FSD = 1,00 \quad FSD * 1,333 = 1,33 \text{ no cumple}$$

$$\sigma_{admissible} = 1,33 \sigma$$

$$\sigma_{admissible} = 39,9 \text{ t/m}^2$$

RESUMEN FACTORES DE SEGURIDAD Y ESFUERZOS ACTUANTES SOBRE EL TERRENO

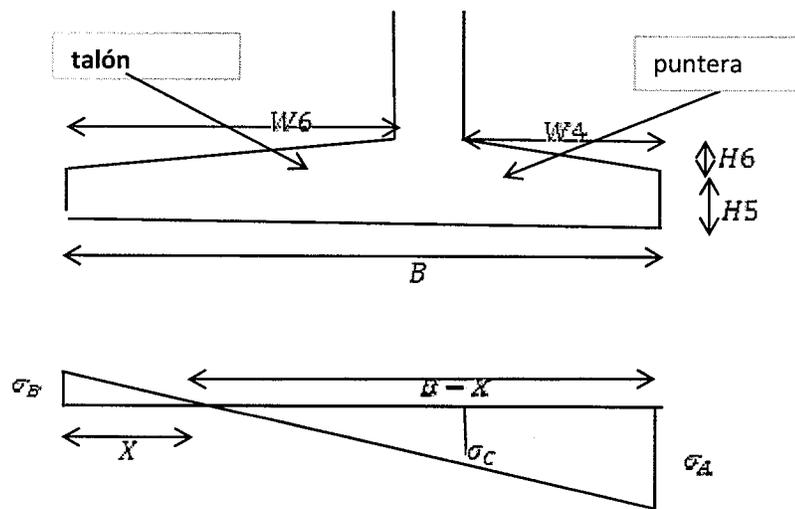
GRUPO	FSV	FSD	σ_A t/m ²	σ_B t/m ²
GRUPO I	2,20	1,17	16,89	2,52
GRUPO VII	1,70	1,00	17,17	2,59

DISEÑO DE LA ARMADURA DEL ESTRIBO

1) DISEÑO DE LA ZAPATA

1,1) DISEÑO DE LA PUNTERA DE LA ZAPATA

1,1,1) DISEÑO POR FLEXIÓN



DE LA GEOMETRÍA DEL ESTRIBO

$\sigma_A = 17,17 \text{ t/m}^2$

$\sigma_B = 2,59 \text{ t/m}^2$

$\sigma_C = 10,114 \text{ t/m}^2$

$X = 0,367 \text{ m}$

$B-X = 2,433 \text{ m}$

$M_{C-C} = 6,210 \text{ t-m/m}$

$1,33 * M_{C-C}$

=

$8,259 \text{ t-m}$

$B = 2,80$

$W4 = 1,00$

$W6 = 1,20$

$h5 = 100,00 \text{ cm}$

$W5 = 0,60 \text{ m}$

$h6 = 0,00 \text{ cm}$

$d = 92,00$

La armadura mínima de la sección rectangular se tiene:

$$M_{Rgr} = \frac{1.98 \sqrt{f'c}}{Y_t} I_g - \text{MOMENTO DE AGRIETAMIENTO}$$

MOMENTO MÍNIMO DE DISEÑO EN LA SECCIÓN = 1.33 $M_D \text{ ó } 1.2 M_{Rgr}$

$$1.2 M_{Rgr} = 57,386 \text{ t-m/m}$$

$$M_{\text{diseño}} = 8,259 \text{ t-m/m}$$

GRUPO CE CARGA DE DISEÑO: GR VII: 1(D + D + SF + EQF)

$$K = \frac{M_{\text{Diseño}}}{b d^2}$$

$$K = 9,758 \quad \rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK}{\phi f_y}} \right) \quad m = \frac{f_y}{0.85 f'c}$$

$$m = 23,529$$

$$\rho = 0,00027$$

$$A_s = \rho b d = 2,52 \text{ cm}^2$$

Barras N 5 5/8" c/ 79,3 abajo

Barras N 4 1/2" c/ 51,1

1,1,2) DISEÑO POR ESFUERZO CORTANTE

Resultante R de esfuerzos sobre la sección C-C = R

$$R = 13,643 \text{ t/m}$$

$$v_u = 1,37 \text{ k/cm}^2$$

$$\phi v_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} = 6,5 \text{ k/cm}^2$$

$$v_u = \text{OK}$$

1,2) DISEÑO DEL TALÓN GRUPO VII

1,2,1) DISEÑO POR FLEXIÓN (SECCIÓN D-D)

$$\sigma_D = 5,878 \text{ t/m}^2 \quad 1.2 M_{Rgr} = 57,386 \text{ t-m/m}$$

Del diagrama de cargas por peso propio del estribo y del lleno se tiene que las cargas actuantes en la sección D-D son:

Peso	P (t/m)	XD (m)	MD-Dx (t-m)
D5	0,00	0,400	0
D7	9,72	0,600	5,832
D9	0,00	0,800	0
D9(TALON)	2,88	0,600	1,728
SUMA	12,60		7,56

Por presiones en el terreno, el momento en la sección D-D es:

$$X_d = 0,83 \text{ m}$$

$$M(D-D) = 0,679 \text{ tm/m}$$

$$\text{RESULTANTE DE MOMENTOS} = M_{D-D}$$

$$M_{D-D} = 6,881 \text{ tm/m} \quad 1,33 * MU_{D-D} = 9,151 \text{ tm/m}$$

$$MU_{D-D} = 6,881 \text{ tm/m}$$

$$M_{\text{diseño}} = 9,151 \text{ tm/m}$$

$$K = \frac{M_{\text{Diseño}}}{b d^2}$$

$$K = 10,81189 \quad \rho = \frac{1}{mL} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK}{\phi f_y}} \right)$$

$$m = 23,52941$$

$$\rho = 0,00030$$

$$A_s = \rho b d = 2,796 \text{ cm}^2$$

$$\text{Barras N 5} \quad 5/8" \text{ c/ } 72$$

$$\text{Barras N 4} \quad 1/2" \text{ c/ } 45$$

EMPUJES EN EL VÀSTAGO

Empuje activo estatico:

$$Ea = 1/2 * \gamma * Ka * (h+h')^2 = 9,492 \quad \text{t/m}$$

$$Eax = Ea * \cos(i) = 8,92 \quad \text{t/m}$$

$$Ka = 1 - \frac{\sin\phi}{1 + \sin\phi} = 0,414$$

$$Eaz = Ea * \sin(i) = 3,25 \quad \text{t/m}$$

$$Za = h/3 = 1,50 \quad \text{m}$$

$$Bax = 1,50 \quad \text{m}$$

$$Baz = 2,80 \quad \text{m}$$

$$MEa = Ea * (h+h') / 3 = 14,238 \quad \text{t-m/m}$$

$$MEax = Eax * Bax = 13,38 \quad \text{t-m}$$

$$MEaz = Eaz * Baz = 9,09 \quad \text{t-m}$$

Empuje activo dinamico:

$$EAE = 1/2 * \gamma * KAE * (h+h')^2$$

$$EAE = \cos^2(\phi - \theta - \beta) / (\psi \cos \theta * \cos^2 \beta * \cos(\delta + \beta + \theta)) = 0,458$$

$$EAE = 1/2 * \gamma * KAE * (h+h')^2$$

$$EAE = 10,502 \quad \text{t/m}$$

$$EAX = EAE * \cos(i) = 9,87 \quad \text{t/m}$$

$$EAEZ = EAE * \sin(i) = 3,59 \quad \text{t/m}$$

$$BAEX = 3,00 \quad \text{m}$$

$$BAEZ = 2,80 \quad \text{m}$$

$$EQx = EAX - EAx = 0,95 \quad \text{t/m}$$

$$EQz = EAEz - EAz = 0,35 \quad \text{t/m}$$

$$MEQx = EQx * BAEX = 2,85 \quad \text{t-m}$$

$$MEQz = EQz * BAEZ = 0,97 \quad \text{t-m}$$

$$\theta = \arctg(Kh / (1 - Kv)) = 0,0510$$

$$EQ = EAE - EA = 1,011 \quad \text{t/m}$$

$$MEQ = EQ * (2/3) * (h+h') = 3,032 \quad \text{t-m/m}$$

Peso	P (t/m)	Zv (m)	MDAV(t-m)
D1	3,24	2,25	7,3
D2	1,62	1,50	2,4
D8	1,22	3,00	3,6
SUMA	6,08		13,4
	6,075	SUMA	13,365

Empuje Sobre carga viva

$E_{SCV} = (\gamma * K_a * H^2) = \text{EMPUJE SOBRE CARGA VIVA}$

$$H' = 0,000 \quad \text{m}$$

$$E_{SCV} = 0,000 \quad \text{t/m}^2$$

$$M_{SCV} = 0,000 \quad \text{t-m/m}$$

DETERMINACIÓN FUERZAS DE SISMO (EQ)

EQ(I)(efectos inerciales del vastago)

$$EQ = Kh * (\text{PESO PROPIO ESTRIBO} + \text{RELLENO}) = 0,30375$$

$$M(EQ) = EQ * ZH$$

ZH = Punto de aplicación EQ = $\Sigma(\text{Momento cargas muertas}) / \Sigma(\text{cargas muertas})$

$$ZH = 2,200$$

$$M(EQ) = 0,668$$

PUENTE CAÑO FÍSTULA

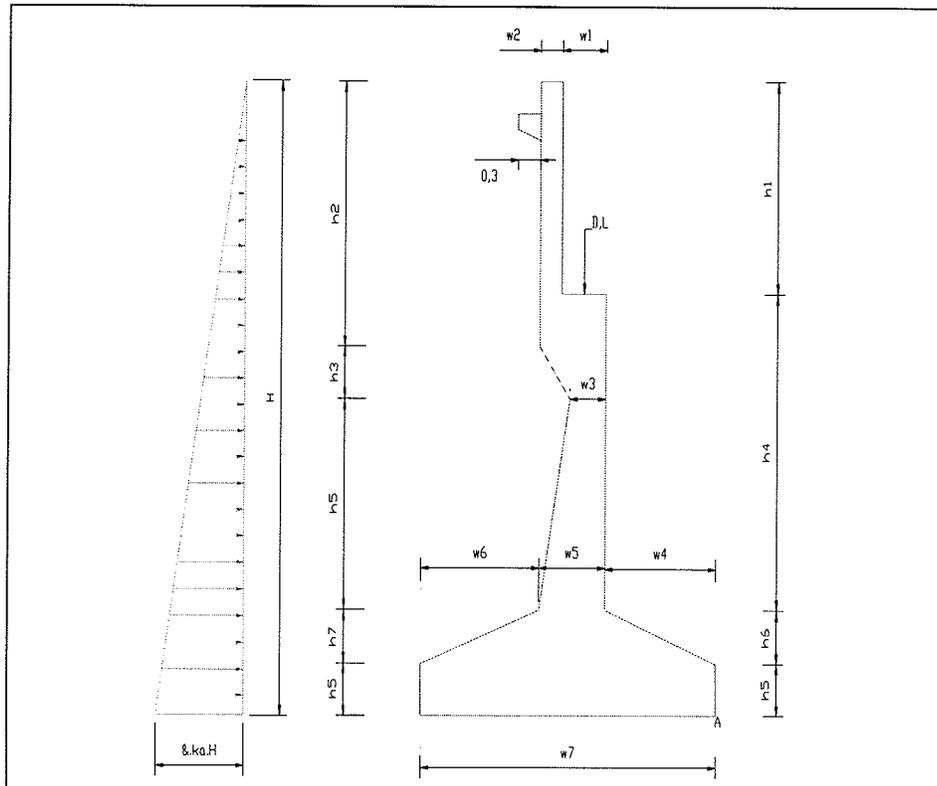
DATOS GENERALES

Materiales:

& Suelo		1,80 t/m ³		
& Concreto		2,40 t/m ³		
F'c estribo =		210,00 Kg/cm ²		
Angulo de fricción	(ϕ)	30 °	0,524	rad
Angulo de fricción entre el suelo y el muro	(δ)	0 °	0,000	rad
Angulo del vástago (B)	(β)	0,000 °	0,000	rad
Angulo del talud (i)	(i)	0 °	0,000	rad
Aceleración	(A)	0,1		
Coefficiente sísmico vertical (Kv=0,4Kh)	(Kv)	0,02		
Coefficiente sísmico horizontal (Kh=A/2)	(Kh)	0,05		

Dimensiones estribo:

Altura total del estribo	(H)	6,00 m
Altura de la caja del estribo	(h1)	1,73 m
Ancho de la caja del estribo	(w1)	0,60 m
Altura del espaldar	(h2)	2,23 m
Ancho del espaldar	(W2)	0,30 m
Altura acartelada espaldar	(h3)	0,50 m
Altura vástago	(h4)	3,27 m
Ancho garganta vástago	(w3)	0,60 m
Base del vástago	(w5)	0,60 m
Altura cte zapata	(h5)	1,00 m
Altura acartelada zarpa trasera	(h7)	0,00 m
Altura acartelada zarpa delantera	(h6)	0,00 m
Ancho total de la zapata	(w7)	4,00 m
Ancho de la zarpa trasera	(w6)	1,70 m
Ancho de la zarpa delantera	(w4)	1,70 m
Altura intermedia	(h8)	2,27 m
Ancho de estribo	(B)	12,00
Inclinación vástago		0,000



PUENTE FISTULA

RESUMEN DE LAS FUERZAS Y MOMENTOS SOBRE EL ESTRIBO

NOMBRE CARGA		CARGA VERTICAL	CARGA HORIZONT	MOMENTO ESTABILIZANTES	MOMENTO VOLCAMIE
		t/m	t/m	t-m/m	tm/m
D1	CARGA MUERTA INFRA	30,20		81,26	
D2	CARGA MUERTA SUPER	15,06		30,12	
CV	CARGA VIVA	5,87		11,75	
E	EMPUJE ESTÁTICO		10,800		21,60
EQ	EMPUJE SÍSMICO SOBRE EL RELLENO		0,983		3,93
B	FLOTACIÓN	-2,00			4,00
W	CARGA DE VIENTO		0,194		1,01
WL	CARGA DE VIENTO EN CV		0,147		1,15
LF	FUERZA LONGITUDINAL		0,294		2,29
EQ(I)	FUERZA SÍSMICA PROVENIENTE INF		1,510		4,06
EQ(S)	FUERZA SÍSMICA PROVENIENTE SUPER		1,506		6,43

DETERMINACIÓN DE CARGAS SOBRE LOS PILOTES

$$P_i = \frac{R + R \cdot e \cdot X_i}{N - \sum X_i^2}$$

R = RESULTANTE SUMATORIA DE FUERZAS VERTICALES
 ΣMA= SUMATORIA DE MOMENTOS CON RESPECTO A=
 Xa = POSICIÓN DE LA RESULTANTE RESPECTO A =
 A= ÁREA DE LA ZAPATA POR METRO DE PROFUNDIDAD
 e= EXCENTRICIDAD DE LA FUERZA VERTICAL RESULTANTE CON EN C.G PILOTAJ
 P del = Pilote delantero
 Ppos = Pilote posterior
 N = Número de pilotes
 D= Diámetro pilote

Para los siguientes parámetros:

CARGA ADMISIBLE POR PILOTE = 71,7 t (D=0,8 m) L=10 m
 N= Número total de pilotes = 9
 No.Pdel= Número total de pilotes delanteros = 5
 No.Ppos= Número total de pilotes posteriores = 4
 Sp = Separación fila pilotes delanteros y posterior: 2,7
 Xp = Centro de gravedad de pilotes con respecto a A=
 dx(del)= Distancia Pdel con respecto a A = 0,65
 dx(pos)= Distancia Ppos con respecto a A = 3,35
 B = Ancho total de estribo= 12,00

GRUPOS DE COMBINACIONES DE CARGA: MÉTODO DE LOS ESFUERZOS ADMISIBLES

1) GRUPO I = 1(D+(L+I) + CF + βeE + B + SF) ESFUERZOS 100%

βe=1,3
 R = 49,13 t/m Rtotal= 589,61 t
 ΣMA = 91,046 tm/m
 Xa = 1,85 m dx(del) = 1,20 m

RESUMEN CARGAS SOBRE LOS PILOTES

GRUPO	Pdel t	Ppost t
GRUPO I	65,38	65,53
GRUPO IA	57,03	56,87
GRUPO III	62,95	68,08
GRUPO VII	65,40	48,04

ANÁLISIS ESFUERZOS

1) ESFUERZOS E LA ZAPATA

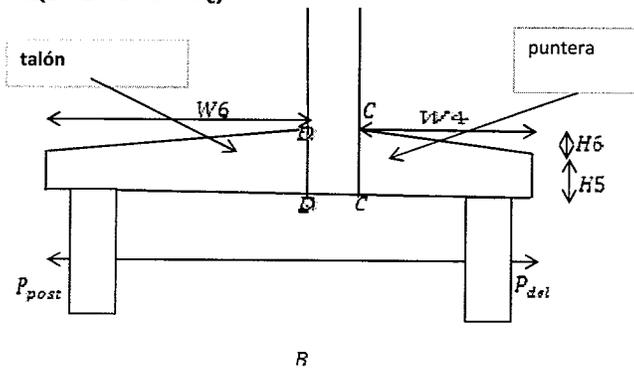
Del diagrama de cargas por peso propio del estribo y del lleno se tiene que las cargas actuantes en la sección D-D son:

Peso	P (t/m)	XD (m)	MD-Dx (t-m)
D11	5,62	0,85	4,77666
D12	6,98	0,85	5,93334
D15	0,00	1,13	0
D7	0,00	0,57	0
D9(TALON)	4,08	0,85	3,468
SUMA	16,68		14,178

GEOMETRÍA ESTRIBO

B= 4,00 m
W4= 1,70 m
W6= 1,70 m
h5= 100,00 cm
h6= 0,00 cm
W5= 0,60 m
d= 0,92 m
X1=

GRUPO VII= 1(D+ E+ B +SF+EQ)



X(del)=Distancia eje pilote delantero con respecto C-C = 1,05 m
X(post)=Distancia eje piloteposterior con respecto D-D = 1,05 m

Sp(del)=Separación long. entre ejes de pilotes delanteros= 3,20 m
Sp(post)=Separación long. entre ejes de pilotes posteriores= 3,00 m

Pdel	65,40 t		
P post	48,04 t		
M c-c=	17,990 t-m/m	Vc-c =	16,356 t/m
M dd=	2,635 t-m/m	Vd-d=	-0,667 t/m

DISEÑO REFUERZO

1)

DISEÑO ZAPATA

MOMENTOS ACTUANTES EN EL TALÓN Y LA PUNTERA

GRUPO	Mc-c tm/m	MUc-c tm/m	Md-d t-m/m	MUd-d t-m/m
GRUPO I	17,985	30,574	8,756	14,885
GRUPO IA	15,245	19,056	5,726	7,157
GRUPO III	17,186	21,482	9,650	12,062
GRUPO VII	17,990	17,990	2,635	2,635

GEOMETRÍA ESTRIBO

B= 4,00	m	h5= 100,00	cm
W4= 1,70	m	h6= 0,00	cm
W5= 2,40	m	d= 0,9	m
W6= 1,70	m		

El momento de agrietamiento de la sección de la zapata para h=: 100,00 cm

$$M_{agr} = \frac{1.48 \cdot \gamma \cdot L^3}{\gamma_i} \cdot I_g = \text{MOMENTO DE AGRIETAMIENTO}$$

MOMENTO MÍNIMO DE DISEÑO EN LA SECCIÓN = 1.33 Mu ó 1,2 Magr (el menor)

1,2 Magr= 57,386 tm/m

DISEÑO A FLEXIÓN DE LA PUNTERA DE LA ZAPATA (SECCIÓN C-C)

MAX (Muc-c) = 30,574

1,33* Muc-c = 40,663

Mu diseño (C-C)= 40,663

$$K = \frac{M_{Diseño}}{b \cdot d^2} \quad m = \frac{f_y}{1.85 \cdot f'_c}$$

K= 55,780

m= 23,5294

ro= 0,00159

As= ro*bd = 14,3 cm²

Barras N 5 5/8" c/ 14,0 abajo

Barras N 6 3/4" c/. 19,8

DISEÑO A FLEXIÓN DEL TALÓN (SECCIÓN D-D)

MAX (Mud-d) = 14,885

1,33* Mud-d = 19,797

Mu diseño (D-D) = 19,797

K= 27,1567

REFUERZO VÁSTAGO

GEOMETRÍA DEL VÁSTAGO Y CARGAS INHERENTES

DATOS GENERALES

Materiales:

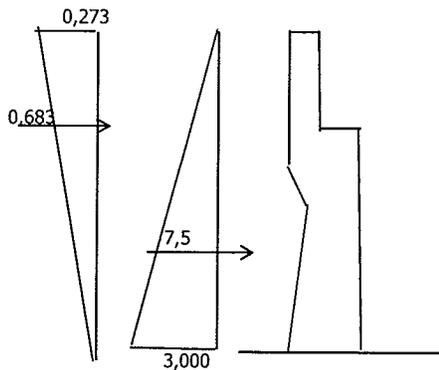
& Suelo		1,80 t/m ³	Ka=	0,333
& Concreto		2,40 t/m ³	Keq=	0,030
F'c estribo =		210,00 Kg/cm ²		
Angulo de fricción	(ϕ)	30,00 °	0,524	rad
Angulo de fricción entre el suelo	(δ)	0,00 °	0,000	rad
Angulo del vástago (B)	(β)	0,00 °	0,000	rad
Angulo del talud (i)	(i)	0,00 °	0,000	rad
Aceleración	(A)	0,10		
Coefficiente sísmico vertical (Kv=)	(Kv)	0,02		
Coefficiente sísmico horizontal (K)	(Kh)	0,05		

Dimensiones estribo:

Altura total del estribo	(H)	6,00 m
Altura de la caja del estribo	(h1)	1,73 m
Ancho de la caja del estribo	(w1)	0,60 m
Altura del espaldar	(h2)	2,23 m
Ancho del espaldar	(W2)	0,30 m
Altura acartelada espaldar	(h3)	0,50 m
Altura vástago	(h4)	3,27 m
Ancho garganta vástago	(w3)	0,60 m
Base del vástago	(w5)	0,60 m
Altura intermedia	(h8)	2,27 m
Ancho de estribo	(B)	12,00
Inclinación vástago		0,00
Altur total vástago	(h')	5,00

Presiones

Pa=	3,000	E(a)	7,5
Peq=	0,273	E(eq)=	0,6828



GRUPO I

	d (cm)	1,2 Mcr	Ea (t/m)	E(últ)	MEa(tm/m)	MuEa(tm/m)
1,73	23,00	5,1647	0,90	1,52	0,52	0,88
2,73	53,0	20,6589	2,24	3,78	2,03	3,44
3,73	53,0	20,6589	4,17	7,05	5,19	8,77
4,73	53,0	20,6589	6,71	11,34	10,58	17,88
5,00	53,0	20,6589	7,50	12,68	12,50	21,13

GRUPOVII

h (m)	d (cm)	Ea (t/m)	E(Eq)	MEa(tm/m)	Mu Eq(tm/m)
-------	--------	----------	-------	-----------	-------------

DISEÑOS PILOTE PUNTE CAÑO FISTULA

De los resultados del programa SAP , combinación 6, se obtiene

$P_u(\text{mín}) = 103.8 \text{ t}$
 $M_{ux}(\text{máx}) = 9.29 \text{ t}\cdot\text{m}$
 $M_{uy}(\text{máx}) = 7.83 \text{ t}\cdot\text{m}$

Con el Programa UNCOL se obtiene para la cuantía asumida de 0,0091 que la columna es apta

C:\WINDOWS\system32\cmd.exe

***** SECCION DE COLUMNA APTA *****

COLUMNA FISTULA		UNCOL 2.0
Diámetro = 80 cm	$d' = 5 \text{ cm}$	P.C.A.
$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	
$P_u = 103.81 \text{ ton}$	$M_{ux} = 9.29 \text{ ton}\cdot\text{m}$	$M_{uy} = 7.83 \text{ ton}\cdot\text{m}$
$P_{\text{máx}} = 688.91 \text{ ton}$	$\phi M_n = 66.33 \text{ ton}\cdot\text{m}$	
$\phi P_n = 103.81 \text{ ton}$	$\phi = 0.0091$	$\phi_0 \text{ máx} = .04$
$\phi_0 \text{ mín} = .01$		

Presione una tecla para continuar

DISEÑO PILOTE PUENTE ARROYO PITA

De los resultados del programa SAP , combinación 6, se obtiene

$P_u(\text{mín}) = 43.88 \text{ t}$
 $M_{ux}(\text{máx}) = 11.47 \text{ t-m}$
 $M_{uy}(\text{máx}) = 11.47 \text{ t-m}$

Con el Programa UNCOL se obtiene para la cuantía asumida de 0,0091 que la columna es apta

D:\Yolanda\UNCOL\UNCOL.EXE

***** SECCION DE COLUMNA APTA *****

COLUMNA	PITA	UNCOL 1.5	
Diámetro = 80 cm	$d' = 7 \text{ cm}$		
$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$		
$P_u = 43.88 \text{ ton}$	$M_{ux} = 11.47 \text{ ton*m}$	$M_{uy} = 11.47 \text{ ton*m}$	
$P_{máx} = 688.91 \text{ ton}$	$\dot{M}_n = 59.49 \text{ ton*m}$		
$\dot{P}_n = 43.88 \text{ ton}$	$\rho_o = .0091$	$\rho_o \text{ máx} = .04$	
$\rho_o \text{ mín} = .01$			

Presione una tecla para continuar

$P_u(\text{máx}) = 43.88 \text{ t}$
 $M_{ux}(\text{mín}) = 3.75 \text{ t-m}$
 $M_{uy}(\text{mín}) = 3.75 \text{ t-m}$ La columna es apta

D:\Yolanda\UNCOL\UNCOL.EXE

***** SECCION DE COLUMNA APTA *****

COLUMNA	PPITA	UNCOL 1.5	
Diámetro = 80 cm	$d' = 7 \text{ cm}$		
$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$		
$P_u = 72.4 \text{ ton}$	$M_{ux} = 3.75 \text{ ton*m}$	$M_{uy} = 3.75 \text{ ton*m}$	
$P_{máx} = 688.91 \text{ ton}$	$\dot{M}_n = 62.15 \text{ ton*m}$		
$\dot{P}_n = 72.4 \text{ ton}$	$\rho_o = .0091$	$\rho_o \text{ máx} = .04$	
$\rho_o \text{ mín} = .01$			

Presione una tecla para continuar