PUENTE 21
Arroyo Ybycuí

CONSORCIO PUENTES REGION ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL

Julio C. Bareiro M.
Ingeniero Civil
Pat. Prof. Nº 975884
Matrícula CSJ Nº 1835

ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

49 (CUARENTA Y NUEVE)

INDICE DE CONTENIDO POR PUENTE

I.	GENERALIDADES	Pág. 2
II.	SONDEOS REALIZADOS	Pág. 2
III.	AGUAS SUBTERRANEAS	Pág. 2
IV.	NIVELACION	Pág. 2
V.	UBICACIÓN DE SONDEOS	Pág. 3
VI.	LABORATORIO	Pág, 3
VII.	RESULTADOS OBTENIDOS	Pág. 3
VIII.	CONCLUSIONES	Pág. 3
IX.	FOTOGRAFIAS	Pág. 4
X.	CROQUIS UBICACION	Pág. 5
XI.	PERFILES	Pág.6/7

CONSORCIO PUENTES REGION ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL

ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

Julio C. Bareiro M.
Ingeniero Civil
Pat. Prof. Nº 975884
Matricula CSJ Nº 1535

I. GENERALIDADES

Los trabajos geotécnicos fueron realizados a pedido del **Consorcio SETA**, con la finalidad de determinar el tipo de fundación, en un estudio ejecutivo de construcción de puentes, dentro del lote No. 7, puente No. 21, en el tramo San Blas – Mbocayai - Capiibebe, sobre el Arroyo Ybycuí, en el departamento de Caaguazú.

Para el efecto se efectuó un estudio con sondeos exploratorios, a percusión (SPT), dentro del área del proyecto para la construcción de la obra. También se realizó levantamiento de puntos, para la determinación de la cota de los mismos.

El presente informe, incluye el plano de referencia, la localización de los sondeos realizados, los perfiles geomecánicos, los resultados obtenidos y las estratigrafías correspondientes y recomendaciones referentes al tipo de fundación a ser utilizada.

II. SONDEOS REALIZADOS

Fueron realizados tres sondeos, en los cuales se efectuaron los ensayos de penetración estándar (SPT), a cada metro de perforación. Para el efecto fue utilizado un sacamuestra partido del tipo "Raymond – Terzaghi", ASTM D-1586 de 2" y 1 3/8" de diámetro externo e interno respectivamente. Hincados por medio de un mazo de 64 Kg. Y una altura de caída de 76,00 cm.

La perforación fue efectuada con barreno manual hasta las diferentes profundidades de ensayo de SPT.

El sondeo a percusión (SPT), se profundizó hasta alcanzar los valores geomecánicos suficientes para los cálculos de fundación de acuerdo a las necesidades de la obra.

III. AGUAS SUBTERRANEAS

Se detectó el nivel freático en los sondeos, en el P-01 a 1,20 m, en el P-02 a 0,70 y en el P-03 a 1,45 m. La recuperación de la napa es rápida.

IV. NIVELACION

Se determinaron las cotas de la boca de los sondeos.

P1, cota (240,10 m.)
P2, cota (239,71 m.)
P3, cota (240,94 m.)

Ing. Hugo Navarro
Representante Legal
CONSORCIO SETA

CONSORCIO PUENTES REGION ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL

ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

Julio C. Bareiro M.
Ingeniero Civil
Pat. Prof. N° 975884
Matricula CSJ N° 1535

51 (CINCUENTA Y UNO)

V. UBICACIÓN DE LOS SONDEOS

La ubicación de los sondeos es de acuerdo a las necesidades hidrológicas del proyecto vial, y fueron determinadas en campo por el equipo de topografía.

VI LABORATORIO

Se realizó una descripción visual de las muestras y las mismas forman parte del perfilaje de los sondeos.

VII RESULTADOS OBTENIDOS

La estratigrafía corresponde a sedimentos residuales de Arenisca, en áreas de la formación Misiones. Encontramos una cobertura superficial de arena fina arcillosa con materia orgánica – raíces – luego una arcilla limo arenoso marrón grisáceo oscuro de baja plasticidad. Desde una profundidad variable entre 6.50 en la margen derecha a 5.50 m, en la margen izquierda, observamos una arena fina a media, muy densa, con concreción ferruginosa, que presenta rechazo en el ensayo de SPT.

El estrato de suelos con rechazo apareció en los sondeos en cotas variables en el sondeo P01 en la cota (233,11), en el sondeo P02 en la cota (233.71) y en el sondeo P03 en la cota (234,94)

VIII CONCLUSIONES

De acuerdo a los resultados de los ensayos de campo y de laboratorio y teniendo en cuenta el tipo de obra, Puente de Hormigón Armado, me permito recomendar la siguiente alternativa de fundación, sujeto a verificación cuando tenga el mapa de carga de la estructura:

- **PILOTES PERFORADOS, CON FLUIDO ESTABILIZANTE.** Los pilotes han de apoyarse en estrato de suelos con rechazo (N>50), que aparecieron en los sondeos en cotas variables, penetrando en el mismo como empotramiento dos veces el diámetro del pilote o un metro, el que fuera mayor. La longitud final y sección de los pilotes se obtendrán teniendo en cuenta la carga impuesta por la estructura.

- Los datos de los perfiles son puntuales y pueden encontrarse variaciones, principalmente en las profundidades determinadas para los cálculos de fundación.

Ing. Julio Bareiro
Julio C. Bareiro M.
Ingeniero Civil
Pat. Prof. N° 975864
Matrícula CSJ N° 1535

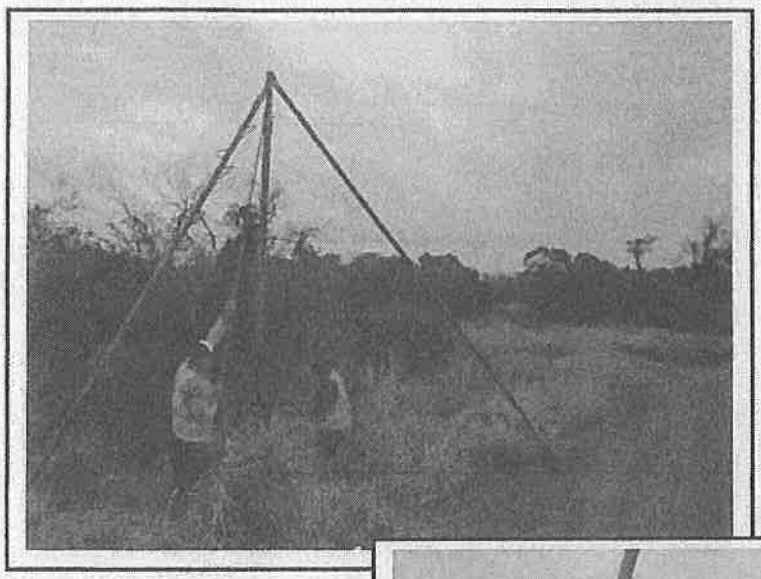
Ing. Hugo Navarro
Representante Legal
CONSORCIO SETA

CONSORCIO PUENTES REGION ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL

ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

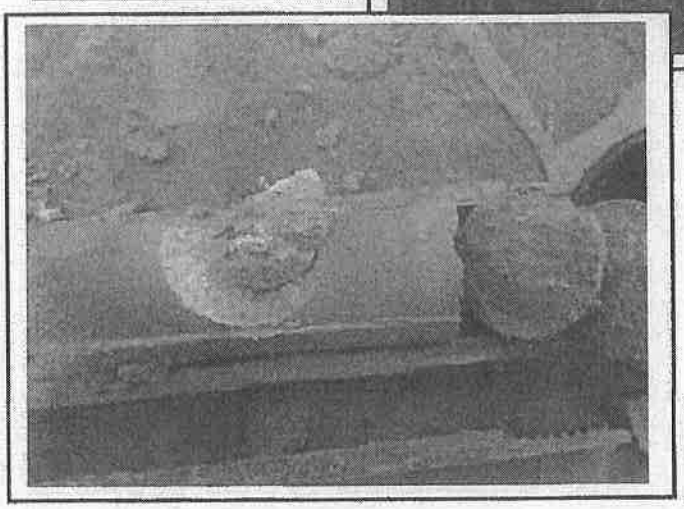
52 (cincuenta y dos)

FOTOS DE LOS SONDEOS



Ensayo de SPT en el sondeo P- 01

Ensayo de SPT en el sondeo P- 02



Arena arcillosa compacta

ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

Ing. Hugo Navarro
Representante Legal
CONSORCIO SETA

CONSORCIO PUENTES REGION ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL

Julio C. Bareiro M.
Ingeniero Civil
Pat. Prof. N° 975884
Matrícula CSJ N° 1535

53 (CINCUENTA Y TRES)

ESTUDIO GEOTECNICO

PUENTE 21 – LOTE 7

TRAMO SAN BLAS – MBOCAYAI - CAPIIBEBE

CONSORCIO SETA

Ing. Hugo Navarro
Representante Legal
CONSORCIO SETA

CONSORCIO PUENTES REGION ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL

Julio C. Bareiro M.
Ingeniero Civil
Pat. Prof. Nº 975884
Matrícula CSJ Nº 1535

ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

54 (cincuenta y cuatro)

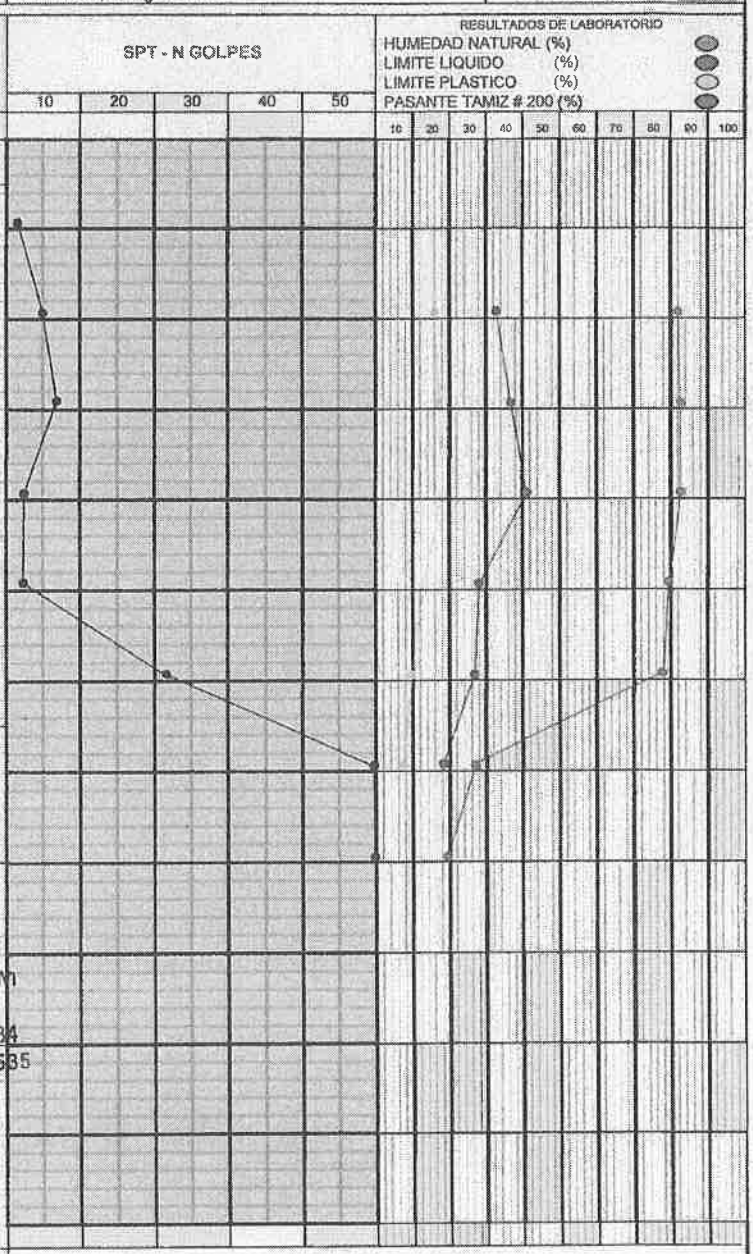
Ingesul Ingeniería s.r.l

PERFIL DEL SONDEO

Sondeo Numero:	01	**Proyecto Vial;** Construccion de puentes	
Ubicación:	**Puente 21. Estribo Progr. 0+174,**	**Solicitado** or; Consorcio Seta	
Profundidad de sondeo:	8,0 m	**Coordenadas ;**	
Prof. de Encamisado:	3,5 m	**X: 630.651 m**	
Fecha:	02/08/19	**Y: 7.227.595 m.**	
Nivel de agua:	1,20 m	**Cota: 240,10 m.**	
Metodo de perforación:	Percusion	**Perforista;** Emigdio Marti	

LITOLOGÍA: ARCILLA, LIMO, ARENA, GRAVA, ROCA ALTERADA, ROCA, SUELO ORGANICO

Muestra (Nº)	Profundidad (m)	SPT golpes	SPT resultados	Perfil Litol.	Descripción Visual
1	0,55				Arena fina arcillosa c/ materia orgánica.
	0,70	1			
	0,85	1			Desde 0 45 m Arcilla limo arenosa marrón rosaceo oscuro mediana a baja plasticidad.
	1,00	1	2		
2	1,55				
	1,70	2			Camadas finas de arcilla limosa limo arcilloso.
	1,85	2			
	2,00	3	5		
3	2,55				
	2,70	3			
	2,85	4			
	3,00	3	7		
4	3,55				
	3,70	1			
	3,85	2			
	4,00	1	3		
5	4,55				De 4 20 a 4,60 m arcilla limosa marrón grisáseo.
	4,70	1			
	4,85	1			
	5,00	2	3		
6	5,55				
	5,70	7			
	5,85	10			
	6,00	12	22		
7	6,55				
	6,70	15			
	6,85	23			Desde 6 50 m arena arcillosa gris con manchas ocres, muy densa concrecionada.
	7,00	33	56		
8	7,55				Arena fina a media, marrón grisaseo con gravillas.
	7,70	21			
	7,85	25			
	8,00	34	60		**Material de rechazo (N>50)**
					Fin de sondeo (8,0 m)
9	8,55				
	8,70				
	8,85				
	9,00				
10	9,55				
	9,70				
	9,85				
	10,00				
11	10,55				
	10,70				
	10,85				
	11,00				
12	11,55				
	11,70				
	11,85				
	12,00				



Responsable: Ing. Civil Julio Bareiro.

Julio C. Ba ello M
Ingeniero Civi
Pat. Prof. Nº 975884
Matrícula CSJ Nº 1535

Ing. Hugo Navarro
Representante Legal
CONSORCIO SETA

CONSORCIO PUENTES REGION ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL

ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

55 (cincuenta y cinco)

Ingesul Ingeniería s.r.l

PERFIL DEL SONDEO

Sondeo Numero:	02	Proyecto Vial; Construccion de puentes	
Ubicación:	Puente 21. Pila Progr. 0+194.	Solicitado por; Consorcio Seta	
Profundidad de sondeo:	7,0 m	Coordenadas ;	
Prof. de Encamisado:	2,5 m	X: 0.630.635 m	
Fecha:	01/08/19	Y: 7.227.622 m	
Nivel de agua:	0,70 m	Cota: 239,71 m	
Metodo de perforación:	Percusion	Perforista; Emigdio Marti	

LITOLOGÍA: ARCILLA, LIMO, ARENA, GRAVA, ROCA ALTERADA, ROCA, SUELO ORGANICO

Muestra (Nº)	Profundidad. (m)	SPT golpes	SPT resultados	Perfil Litol.	Descripción Visual
1	0,55				Arena fina arcillosa c/ materia orgánica.
	0,70	1			
	0,85	1			
	1,00	1	2		
2	1,55				Des e 0 90 m Arcilla limo arenosa, ma n grisaceo oscuro mediana a baja p asticl ad.
	1,70	3			
	1,85	3			
	2,00	3	6		
3	2,55				
	2,70	3			
	2,85	3			
	3,00	4	7		
4	3,55				
	3,70	3			
	3,85	2			
	4,00	4	6		
5	4,55				Desde 4 55 m arena fina a media mamón risaseo.
	4,70	5			
	4,85	6			
	5,00	5	11		
6	5,55				
	5,70	20			
	5,85	28			
	6,00	32	60		Idem Muy densa.
7	6,55				
	6,70	23			
	6,85	35			
	7,00	38	73		Material de rechazo (N>50)
8	7,55				Fin de sondeo (7,0 m)
	7,70				
	7,85				
	8,00				
9	8,55				
	8,70				
	8,85				
	9,00				
10	9,55				
	9,70				
	9,85				
	10,00				
11	10,55				
	10,70				
	10,85				
	11,00				
12	11,55				
	11,70				
	11,85				
	12,00				

SPT - N GOLPES: 10, 20, 30, 40, 50

RESULTADOS DE LABORATORIO: HUMEDAD NATURAL (%), LIMITE LIQUIDO (%), LIMITE PLASTICO (%), PASANTE TAMIZ # 200 (%)

10 20 30 40 50 60 70 80 90 100

Responsable: Ing. Civil Julio Bareiro

J C. B reiro M
ngeniero Civil
Pa . Prof. Nº 975884
Matrícula CSJ Nº 1535

Ing. Hugo Navarro
Representante Legal
CONSORCIO SETA

CONSORCIO PUENTES REGION ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL

ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

56 (cincuenta y seis)

Ingesul Ingeniería s.r.l

PERFIL DEL SONDEO

Sondeo Numero:	03	Proyecto Vial; Construccion de puentes	
Ubicación:	Puente 21. Estribo Progr. 0+214.	Solicitado or; Consorcio Seta	
Profundidad de sondeo:	7,0 m	Coordenadas ;	
Prof. de Encamisado:	2,5 m	X: 0.630.635 m.	
Fecha:	01/08/19	Y: 7.227.622 m.	
Nivel de agua:	1,45 m	Cota: 240,94 m.	
Metodo de perforación:	Percusion	Perforista; Emigdio Marti	

LITOLOGÍA: ARCILLA, LIMO, ARENA, GRAVA, ROCA ALTERADA, ROCA, SUELO ORGANICO

Muestra (Nº)	Profundidad (m)	SPT golpes	SPT resultados	Perfil Litol.	Descripción Visual
1	0,55 0,70 1 0,85 1 1,00		1		Arena fina arcillosa c/ materia orgánica.
2	1,55 1,70 2 1,85 3 2,00 4		7		Desde 1,10 m Arcilla limo arenosa marrón rosaceo oscuro mediana a baja plasticidad.
3	2,55 2,70 3 2,85 5 3,00 5		10		
4	3,55 3,70 5 3,85 7 4,00 6		13		
5	4,55 4,70 7 4,85 10 5,00 12		22		De 4 10 a 5 20 arena media a gruesa esmoronable.
6	5,55 5,70 13 5,85 23 6,00 31		54		Desde 5 20 m arena fina a media marrón rosaceo. Muy densa.
7	6,55 6,70 16 6,85 27 7,00 32		59		Material de rechazo (N>50) Fin de sondeo (7,0 m)
8	7,55 7,70 7,85 8,00				
9	8,55 8,70 8,85 9,00				
10	9,55 9,70 9,85 10,00				
11	10,55 10,70 10,85 11,00				
12	11,55 11,70 11,85 12,00				

SPT - N GOLPES: 10, 20, 30, 40, 50

RESULTADOS DE LABORATORIO: HUMEDAD NATURAL (%), LIMITE LIQUIDO (%), LIMITE PLASTICO (%), PASANTE TAMIZ # 200 (%)

10, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 90, 100

Responsable: Ing. Civil Julio Bareiro

Julio C. Bareiro M.
Ingeniero Civil
Pat Prof. Nº 975884
Matricula CSJ Nº 1585

ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

CONSORCIO PUENTES REGION ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL

Ing. Hugo Navarro
Representante Legal
CONSORCIO SETA

57 (CINCUENTA Y SIETE)

INGESUL INGENIERIA SRL

OBRA: Puentes 21 - Lote 7 FECHA: 09/08/19

UBICACION: Caaguazú

SOLICITADO POR: Consorcio SETA

PLANILLA DE RESUMEN DE ENSAYOS Y DESCRIPCION DE LABORATORIO

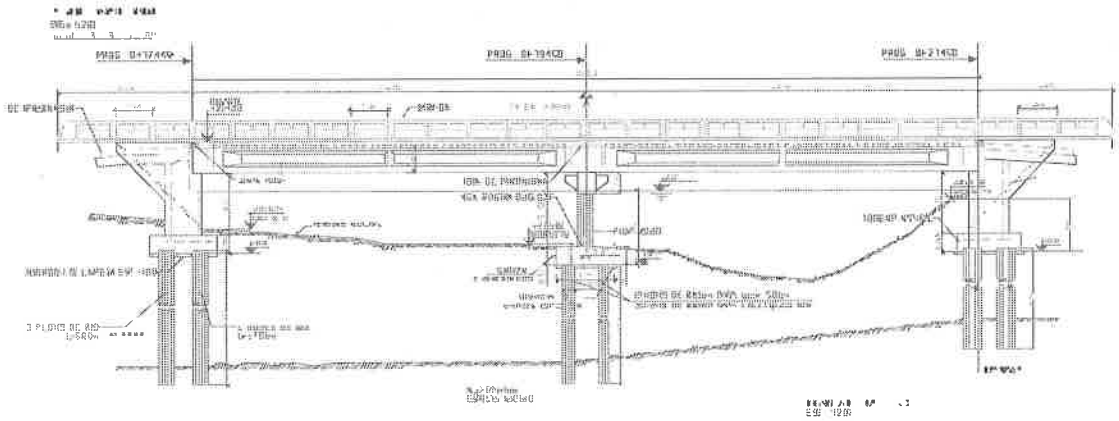
Sondeo Nº	Profundidad (m)		Arroyo	Límites de Atterberg LL (%)	LP (%)	IP (%)	Pasante Tamiz #10	#40 (%)	#100 (%)	#200 (%)	CLASIFICACION CUS	DESCRIPCION
P -01	1,55	2,00		33,8	16,0	17,8	100,0	99,8	84,4	82,3	CL	Arcilla limo arenosa, marrón grisaceo.
	2,55	3,00		37,3	17,5	19,8	100,0	100,0	82,8	82,8	CL	Arcilla limo arenosa, marrón grisaceo.
	3,55	4,00		41,8	18,9	22,9	100,0	100,0	85,0	83,1	CL	Arcilla limo arenosa, marrón grisaceo.
	4,55	5,00		28,8	13,0	15,8	100,0	98,4	82,2	80,5	CL	Arcilla arenosa, marrón grisaceo.
	5,55	6,00		27,0	9,8	17,2	100,0	97,2	79,6	78,5	CL	Arcilla arenosa, marrón grisaceo.
	6,55	7,00		18,4	7,6	10,8	99,4	89,6	65,6	27,5	SC	Arena arcillosa, marrón grisaceo
	7,55	8,00				NP	98,1	79,3	60,5	20,5	SP-SM	Arena fina a media c/gravillas marrón grisaceo
P -02	1,55	2,00		38,8	18,1	20,7	100,0	100,0	84,0	74,7	CL	Arcilla limo arenosa, marrón grisaceo.
	2,55	3,00		40,4	18,2	22,2	100,0	100,0	85,8	81,3	CL	Arcilla limo arenosa, marrón grisaceo.
	3,55	4,00		43,6	21,0	22,6	100,0	96,6	83,4	80,2	CL	Arcilla limo arenosa, marrón grisaceo.
	4,55	5,00				NP	99,2	78,2	58,0	19,3	SP	Arena media a gruesa marrón grisaceo claro
	5,55	6,00				NP	96,5	74,4	51,3	17,4	SP-SM	Arena fina a media c/gravillas marrón grisaceo
	6,55	7,00				NP	92,2	71,7	48,4	16,6	SP-SM	Arena fina a media c/gravillas marrón grisaceo
P -03	1,55	2,00		40,8	18,8	22,0	100,0	100,0	90,7	64,6	CL	Arcilla limo arenosa, marrón grisaceo.
	2,55	3,00		42,6	21,1	21,5	100,0	100,0	85,0	76,6	CL	Arcilla limo arenosa, marrón grisaceo.
	3,55	4,00		35,5	17,7	17,8	100,0	98,0	80,7	72,5	CL	Arcilla limo arenosa, marrón grisaceo.
	4,55	5,00				NP	100,0	82,2	65,5	24,4	SP	Arena media a gruesa marrón grisaceo claro
	5,55	6,00				NP	97,7	77,4	57,7	21,6	SP-SM	Arena fina a media c/gravillas marrón grisaceo
	6,55	7,00				NP	95,4	73,5	43,3	18,6	SP-SM	Arena fina a media c/gravillas marrón grisaceo

Ing. Hugo Navarro
Representante Legal
CONSORCIO SETA

CONSORCIO PUENTES REGION ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL

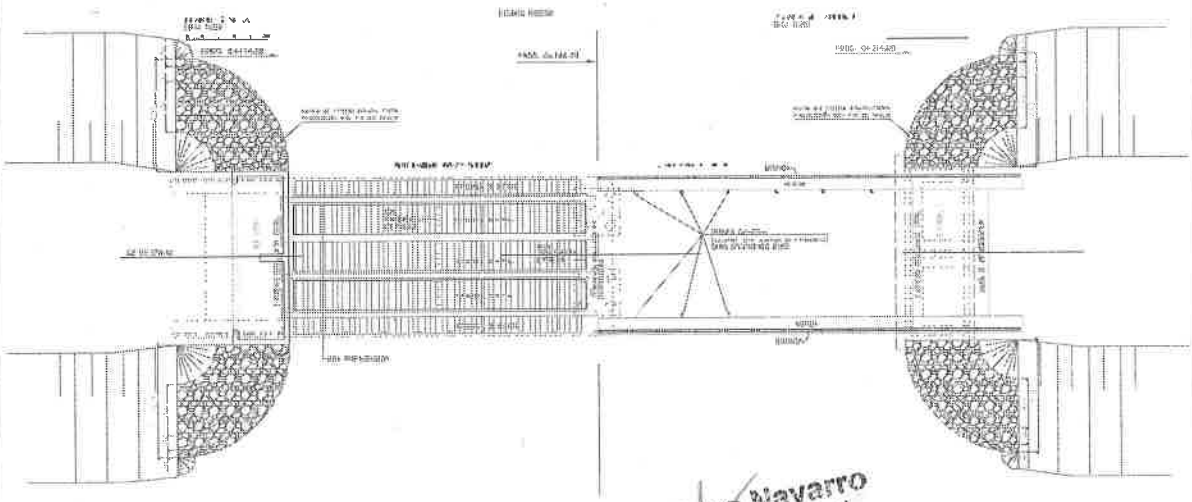
ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

58 (cincuenta y ocho)



MEMORIA DE CÁLCULO DE FUNDACIONES
Puente Ao. Ybycuí

MOPC



Ing. Hugo Navarro
Representante Legal
CONSORCIO
SETA

Asunción – Paraguay
2.020

CONSORCIO PUENTE REGION ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL

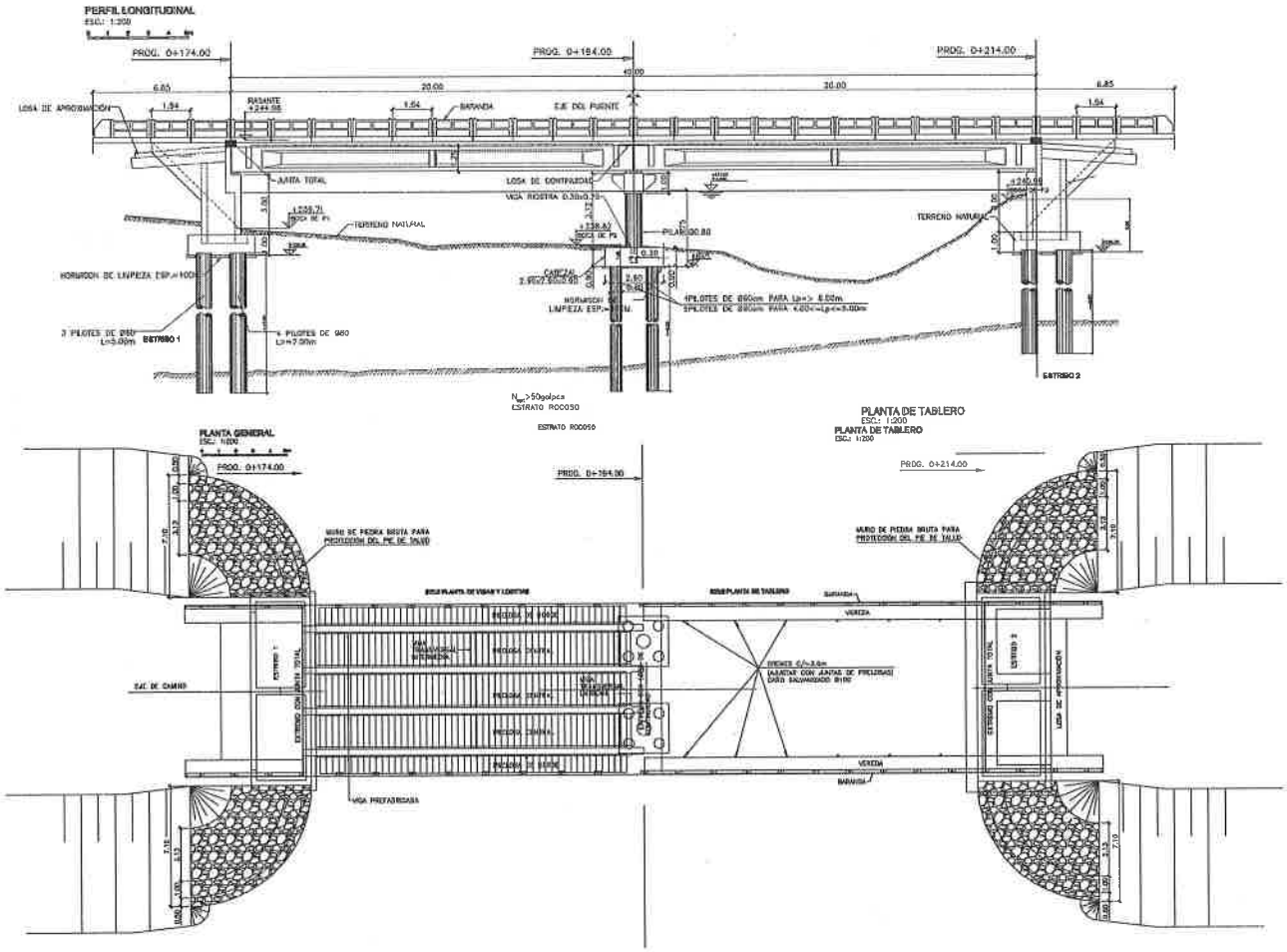
ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

1.- Objeto

El objeto de esta memoria es presentar los resultados del cálculo de las fundaciones del puente sobre el Ao. Ybycuí

2.- Descripción del Proyecto

El puente se compone de 2 vanos con vigas prefabricadas pretensadas de 20 m de vano cada una. Para minimizar los costes de mantenimiento el tablero es continuo con juntas de dilatación en los estribos. De acuerdo con la información geotécnica actualizada, las fundaciones son con pilotes perforados

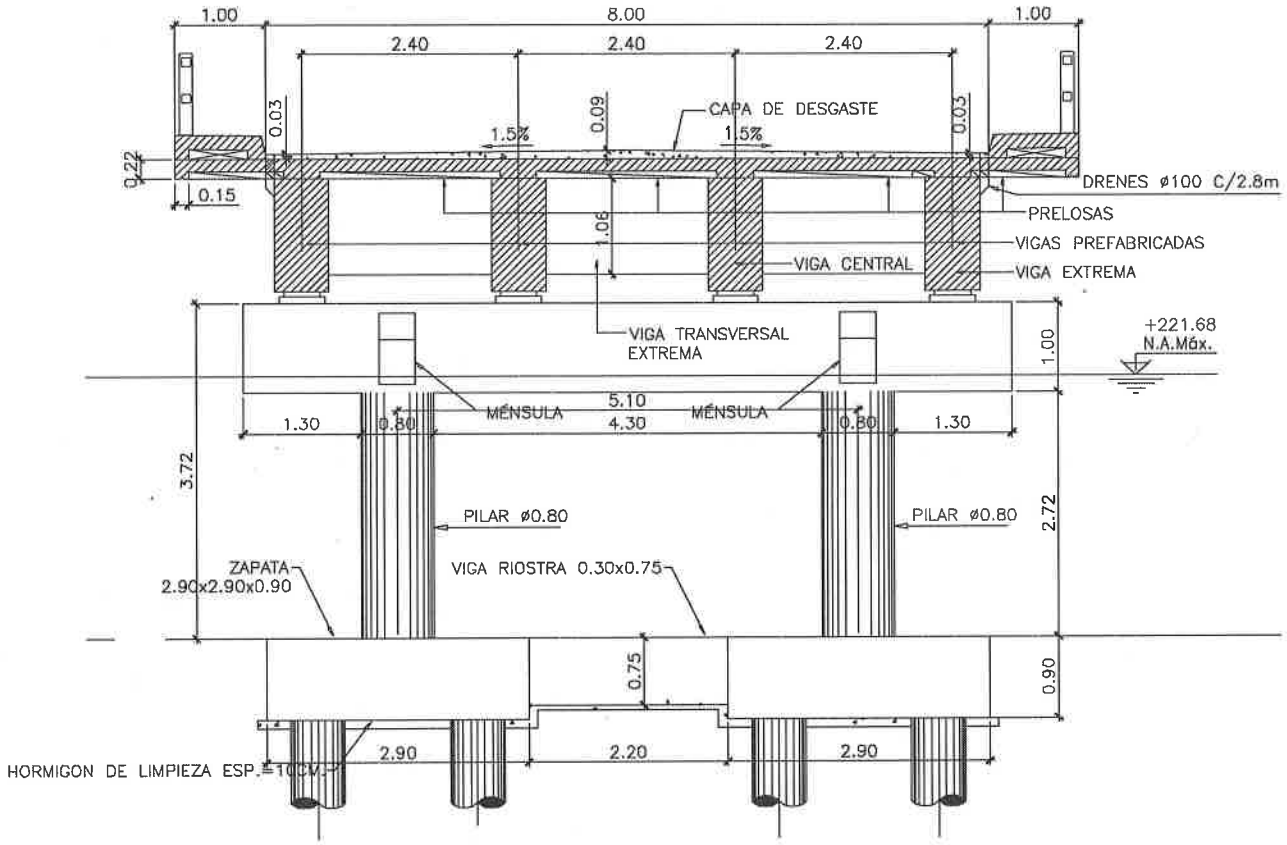


La sección transversal del puente consta de 4 vigas prefabricadas de hormigón pretensado de 1.25 m de altura total. El tablero, de un ancho total de 10.00m con 8.00 m de calzada y dos aceras de 1.00m c/una, es de hormigón vertido en el lugar. El vano posee una viga transversal en el centro del vano y vigas diafragma en los extremos.

ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

CONSORCIO PUENTES REGION ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL

Ing. Hugo Navarro
Representante Legal
CONSORCIO SETA



3. Normativa y Materiales a Utilizarse

Para la determinación de los esfuerzos producidos por las cargas de tráfico y las características resistentes de las secciones, utilizamos la norma ***AASHTO - STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES - 1996***

3.1 Cabezales y Pilotes

3.1.1- Resistencias Especificadas de los Materiales de los Cabezales y Pilotes y Coeficientes de Reducción de la Resistencia

$fc := 25.00 \cdot MPa$ ...resistencia especificada del hormigón

$fc = 254.93 \cdot \frac{kgf}{cm^2}$

$fy := 413.685 \cdot MPa$ ...tensión especificada de fluencia del acero (Grade 60 fy=60 ksi ~ 4200 kg/cm2

$fy = 4218.41 \cdot \frac{kgf}{cm^2}$

3.1.2.- Coeficientes de Reducción de la Resistencia y de Mayoración de Acciones

$\phi_f := 0.90$ ...factor de reducción de la resistencia para esfuerzos de flexión

ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

CONSORCIO PUENTES REGION ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL

Ing. Hugo Navarro
Representante Legal
CONSORCIO
SETA

$\phi_S := 0.85$ ...factor de reducción de la resistencia para esfuerzos de corte

$\phi_C := 0.70$ ...factor de reducción de la resistencia para esfuerzos de flexocompresión

Los factores de mayoración de las acciones se recogen en la tabla de la norma citada, que presentamos a continuación:

TABLE 1.2.22
Table of Coefficients γ and β

Col. No.		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
			β FACTORS													
Group		γ	D	L+I	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	ICE	%	
SERVICE LOAD	I	1.0	1	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	100	
	II	1.0	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	125	
	III	1.0	1	1	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	0	125	
	IV	1.0	1	1	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	0	125	
	V	1.0	1	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	0	140	
	VI	1.0	1	1	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	0	140	
	VII	1.0	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	0	133	
	VIII	1.0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	140	
	IX	1.0	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	1	150	
	X	1.0	1	1	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	0	100	Culvert
LOAD FACTOR DESIGN	I	1.3	β_D	1.67*	1.0	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	Not Applicable	
	IA	1.3		2.20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
	II	1.3		0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	0		
	III	1.3		1	1		1	1	0.3	1	1	0	0	0		
	IV	1.3		1	1		1	1	0	0	0	1	0	0		
	V	1.25		0	0		1	1	1	0	0	1	0	0		
	VI	1.25		1	1		1	1	0.3	1	1	1	0	0		
	VII	1.3		0	0		1	1	0	0	0	0	1	0		
	VIII	1.3		1	1		1	1	0	0	0	0	0	1		
	IX	1.20	β_D	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	1		
	X	1.50	1	1.67	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	0		Culvert

For Service Load Design

% (Column 14) Percentage of Basic Unit Stress

No increase in allowable unit stresses shall be permitted for members or connections carrying wind loads only.

β_E = 0.70 for Reinforced Concrete Boxes; 0.83 for all other culverts. See culvert loading specifications Article 1.2.2(A).

β_E = 1.0 and 0.5 for lateral loads on rigid frames (check both loadings to see which one governs). See Art. 1.2.19

For Load Factor Design

For all loadings less than H20 (M18), provision shall be made for an infrequent heavy load by applying Group 1A loading, with the live load assumed to occupy a single lane without concurrent loading in any other lane

*1.25 may be used for design of outside roadway beam when combination of sidewalk live load as well as traffic live load plus impact governs the design, but the capacity of the section should not be less than required for highway traffic live load only using a beta factor of 1.67. 1.00 may be used for design of deck slab with combination of loads as described in second paragraph of Article 1.3.2(B).

ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

CONSORCIO PUENTES REGION ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL

Ing. Hugo Navarro
Representante Legal
CONSORCIO
SETA

3.1.3 Dimensionamiento a Flexión

$Eu(\gamma, \beta_D, \beta_L, D, L, E) := \gamma \cdot (\beta_D \cdot D + \beta_L \cdot L + \beta_E \cdot E)$.función para determinar esfuerzos mayorados

$\gamma := 1.3$

$\beta_D := 1.0$

$\beta_L := 1.67$

$\beta_E := 1.30$

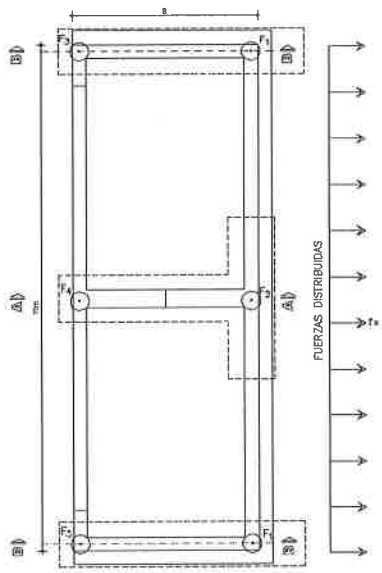
4. Cálculo y Dimensionamiento de la Meso y Superestructura del Puente

Todo el puente es un modelo típico del Manual de Puentes del MOPC por lo tanto el tablero, los estribos y la pila están dimensionadas y detalladas en el citado manual.

5. Cálculo y Dimensionamiento de Fundaciones de Estribos

Las cargas son obtenidas del referido manual y recogidas en la tabla siguiente:

ESTRIBOS - SOLICITACIONES EN SERVICIO A NIVEL DE FUNDACIONES PLANTA



VANO: 20 m

H_e (m)	B (m)	F_1 (kN)	F_2 (kN)	F_3 (kN)	F_4 (kN)	f_x (kN/m)
7	4.00	1950	5420	700	1800	265
6	3.50	1720	4840	650	1300	215
5	3.20	1510	3430	600	1050	170
4	2.70	1260	2860	550	600	130
3	2.00	1150	2370	500	500	95

5.1 Cargas

Para el estribo de altura de refencia igual a 3.00m los valores de las reacciones en fundaciones son las siguientes:

$F_1 := 1150kN$ ...reacciones en extremo del muro frontal

$F_2 := 2370kN$ ...reacción en punto medio del muro de frente

$F_3 := 550kN$ ...reacciones en extremo del muro posterior

ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

CONSORCIO PUENTES REGION ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL

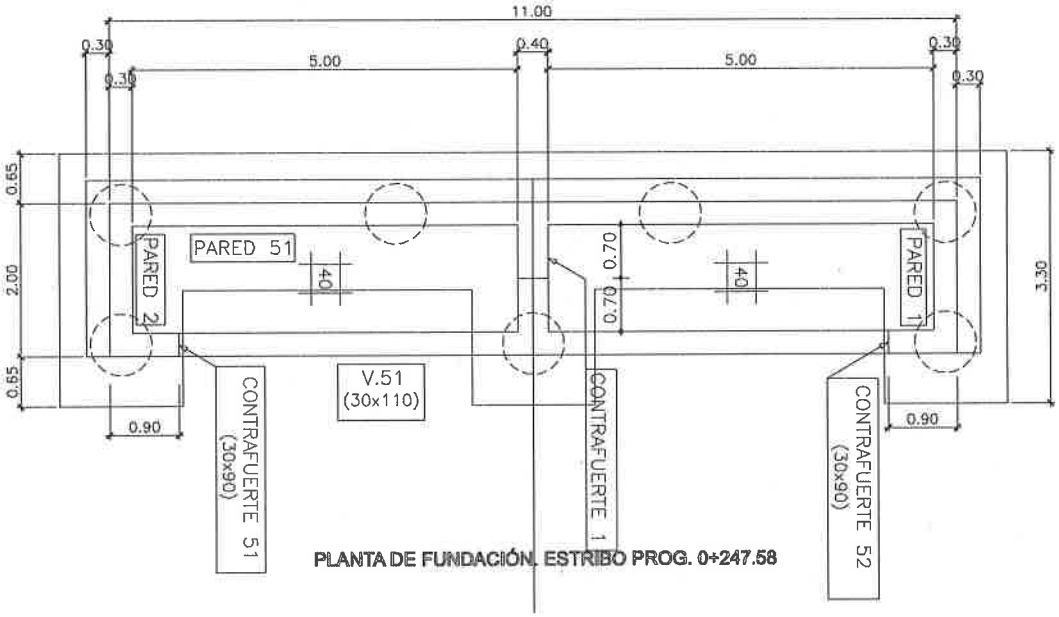
Ing. Hugo Navarro
Representante Legal
CONTRATISTA
SETA

$F_4 := 500kN$ ...reacción en punto medio del muro posterior

$f_x := 95\frac{kN}{m}$ ...reacción horizontal

5.2 Dimensionamiento de Pilotes

La planta de fundación tiene el esquema indicado a continuación:



5.2.1 Pilotes del Muro Frontal

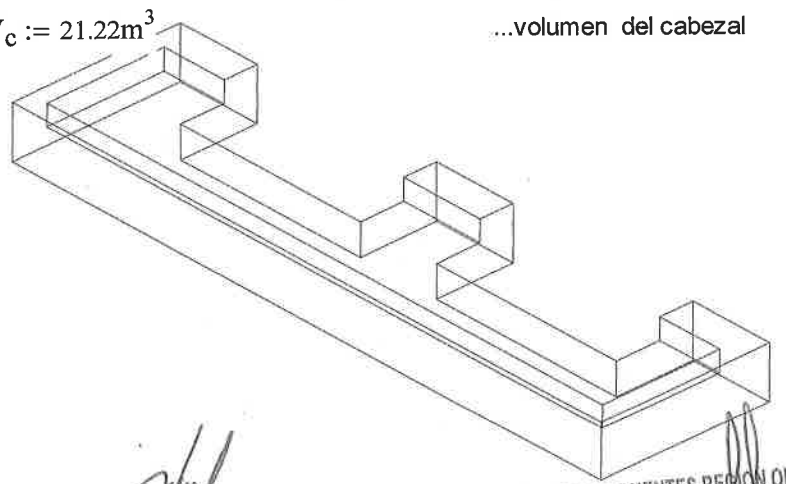
La carga vertical total en el muro frontal vale:

$F_f := 2 \cdot F_1 + F_2$ ...carga total sobre muro frontal

$F_f = 4670 \cdot kN$

El volumen del cabezal descontando la losa de fondo del estribo típico es:

$V_c := 21.22m^3$ ...volumen del cabezal



ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

CONSORCIO PUENTES REGION ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL

Ing. Hugo Navarro
Representante Legal
CONSORCIO
SETA

65 (SESENTA Y CINCO)

$\gamma_c := 2.5\frac{t}{m^3}$ $\gamma_c = 24.52\cdot\frac{kN}{m^3}$

$N_{cab} := V_c\cdot\gamma_c$ $N_{cab} = 520.24\cdot kN$

El peso del cabezal se considera igualmente distribuido en todos los pilotes y debido a la gran rigidez del muro frontal, la que garantiza un desplazamiento igual en todos los pilotes, se puede considerar que la carga será igual en cada uno de los pilotes frontales.

$N_f := \frac{F_f}{4} + \frac{N_{cab}}{7}$ ...carga vertical sobre cada pilote frontal

$N_f = 1241.82\cdot kN$

La carga horizontal total se reparte en proporción a la rigidez de los pilotes, en este caso al ser los pilotes todos iguales la carga se reparte de forma igual para cada pilote.

$H_f := \frac{f_x\cdot 11.30m}{7}$ ...carga horizontal sobre cada pilote frontal

$H_f = 153.36\cdot kN$

5.2.1 Pilotes del Muro Posterior

La carga vertical máxima sobre un pilote del muro posterior vale:

$N_p := F_3 + \frac{N_{cab}}{7}$ ...carga vertical máxima sobre pilote posterior

$N_p = 624.32\cdot kN$

$H_p := H_f = 153.36\cdot kN$ ...carga horizontal sobre cada pilote posterior

En hojas adjuntas se recoge el cálculo geotécnico de los pilotes tanto para cargas verticales como para cargas horizontales.

5.2.3 Dimensionamiento de las Secciones de Hormigón

El Manual de Puentes especifica que para cargas verticales el 60% de los valores indicados corresponden a la acción de las cargas permanentes, mientras que para las cargas horizontales no especifica ningún coeficiente de reparto.
Como la mayor carga horizontal para la mayoría de los estribos es el empuje de tierra utilizaremos para determinar su valor el mismo coeficiente utilizado para las cargas permanentes.

5.2.3.1 Pilotes Frontales

5.2.3.1.1 Pilotes Frontales Estribo 1

Con el criterio detallado en el párrafo anterior se tiene:

ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

CONSORCIO PUENTES REGION ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL

Ing. Hugo Navarro
Representante Legal
CONSORCIO
SETA

$N_{Df} := 0.60 \cdot N_f = 745.09 \cdot kN$ ...valor correspondiente a las cargas permanentes

$N_{Lf} := N_f - N_{Df} = 496.73 \cdot kN$ ...valor correspondiente a las cargas variables

Del cálculo de pilotes se obtiene el momento flector máximo en el mismo

$M_H := 149 kN \cdot m$

$M_E := 0.6 \cdot M_H = 89.4 m \cdot kN$ ...valor correspondiente al empuje de tierra

$M_L := M_H - M_E = 59.6 m \cdot kN$ ...valor correspondiente cargas variables

Las acciones mayoradas para los pilotes frontales son:

$N_u := Eu(\gamma, \beta_D, \beta_L, N_{Df}, N_{Lf}, 0kN)$ ...axil mayorado

$N_u = 2047.02 \cdot kN$

$M_u := Eu(\gamma, \beta_D, \beta_L, 0kN \cdot m, M_L, M_E)$ ...momento mayorado

$M_u = 280.48 \cdot kN \cdot m$

El cálculo de las armaduras se presenta en hojas adjuntas

5.2.3.1.2 Pilotes Frontales Estribo 2

Con el criterio detallado en el párrafo anterior se tiene:

$N_{Df} := 0.60 \cdot N_f = 745.09 \cdot kN$ ...valor correspondiente a las cargas permanentes

$N_{Lf} := N_f - N_{Df} = 496.73 \cdot kN$ ...valor correspondiente a las cargas variables

Del cálculo de pilotes se obtiene el momento flector máximo en el mismo

$M_H := 230 kN \cdot m$

$M_E := 0.6 \cdot M_H = 138 m \cdot kN$ ...valor correspondiente al empuje de tierra

$M_L := M_H - M_E = 92 m \cdot kN$ ...valor correspondiente cargas variables

Las acciones mayoradas para los pilotes frontales son:

$N_u := Eu(\gamma, \beta_D, \beta_L, N_{Df}, N_{Lf}, 0kN)$ ...axil mayorado

$N_u = 2047.02 \cdot kN$

$M_u := Eu(\gamma, \beta_D, \beta_L, 0kN \cdot m, M_L, M_E)$ ...momento mayorado

$M_u = 432.95 \cdot kN \cdot m$

ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

CONSORCIO PUENTES REGION ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL

Ing. Hugo Navarro
Representante Legal
CONSORCIO
SETA

El cálculo de las armaduras se presenta en hojas adjuntas

5.2.3.2 Pilotes Posteriores

Los pilotes posteriores, menos solicitados, se arman como los frontales.

6. Cálculo y Dimensionamiento de Fundación de Pila

Las cargas son obtenidas del referido manual y recogidas en la tabla siguiente:

PUENTE VANO: 20 m

			ESTADO 1				ESTADO 2			
H máx. (m)	Hi (m)	ø pilar (m)	F x (kN)	F y (kN)	F z (kN)	My (kN.m)	F x (kN)	F y (kN)	F z (kN)	My (kN.m)
7	7	0.8	±50	±45	2450	±860	±65	±20	2350	±1100
	6	0.8	±50	±50	2450	±650	±65	±20	2350	±800
	5	0.8	±50	±50	2450	±500	±70	±20	2350	±630
	4	0.8	±50	±50	2400	±400	±70	±20	2350	±530
	3	0.8	±50	±55	2400	±300	±75	±25	2350	±450
6	6	0.8	±50	±45	2450	±650	±65	±20	2350	±800
	5	0.8	±50	±50	2450	±500	±65	±20	2350	±630
	4	0.8	±50	±50	2400	±400	±70	±20	2350	±530
	3	0.8	±50	±50	2400	±300	±70	±20	2350	±480
5	5	0.7	±50	±45	2450	±600	±65	±20	2350	±780
	4	0.7	±50	±50	2400	±400	±65	±20	2350	±600
	3	0.7	±50	±50	2400	±300	±70	±20	2350	±480
4	4	0.7	±50	±45	2400	±400	±65	±20	2350	±600
	3	0.7	±50	±50	2400	±300	±65	±20	2350	±480
3	3	0.7	±50	±45	2400	±300	±65	±20	2350	±480

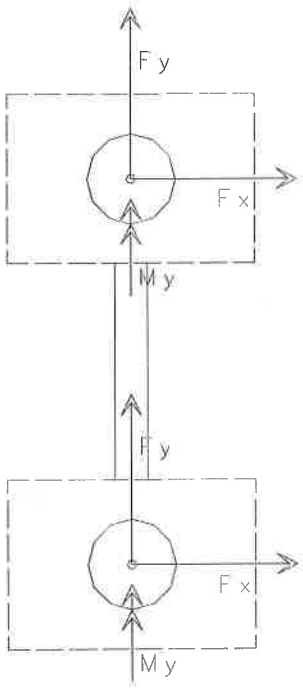
Ing. Hugo Navarro
Representante Legal

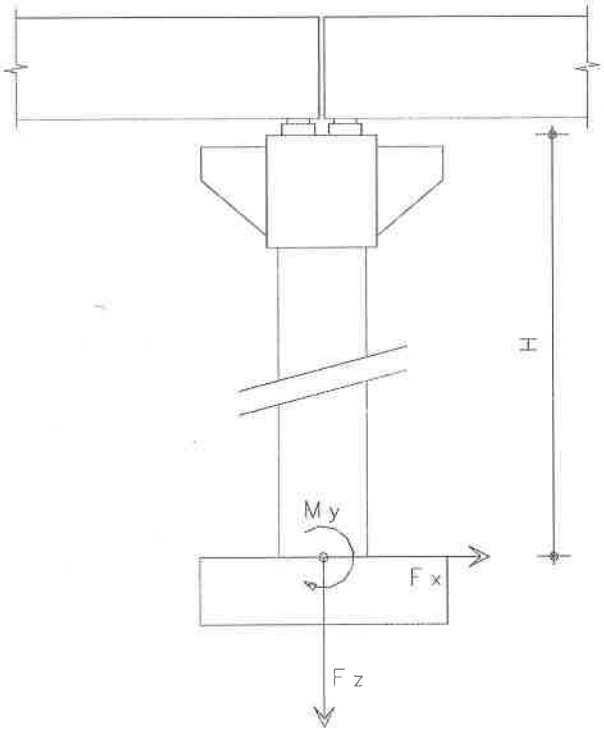
CONSORCIO
SETA

ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

CONSORCIO PUENTES REGION ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL

PORTICOS - SOLICITACIONES EN SERVICIO A NIVEL DE FUNDACIONES





$H_{max} = máx(Hp_1, Hp_2, ... Hp_n)$

5.1 Cargas

Para el estribo de altura de refencia igual a 4.00m los valores de las reacciones en fundaciones son las siguientes:

COMBINACIÓN 1

$F_{z1} := 2400kN$ ...reacciones vertical

$F_{x1} := 65kN$ ...reacción horizontal en sentido longitudinal (+/-)

$F_{y1} := 20kN$ ..reacción horizontal en sentido transversal (+/-)

$M_{y1} := 500kN \cdot m$ ..momento alrededor del eje transversal (+/-)

COMBINACIÓN 1

$F_{z2} := 2350kN$ ...reacciones vertical

$F_{x2} := 50kN$ ...reacción horizontal en sentido longitudinal (+/-)

$F_{y2} := 45kN$ ..reacción horizontal en sentido transversal (+/-)

$M_{y2} := 600kN \cdot m$ ..momento alrededor del eje transversal (+/-)

ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

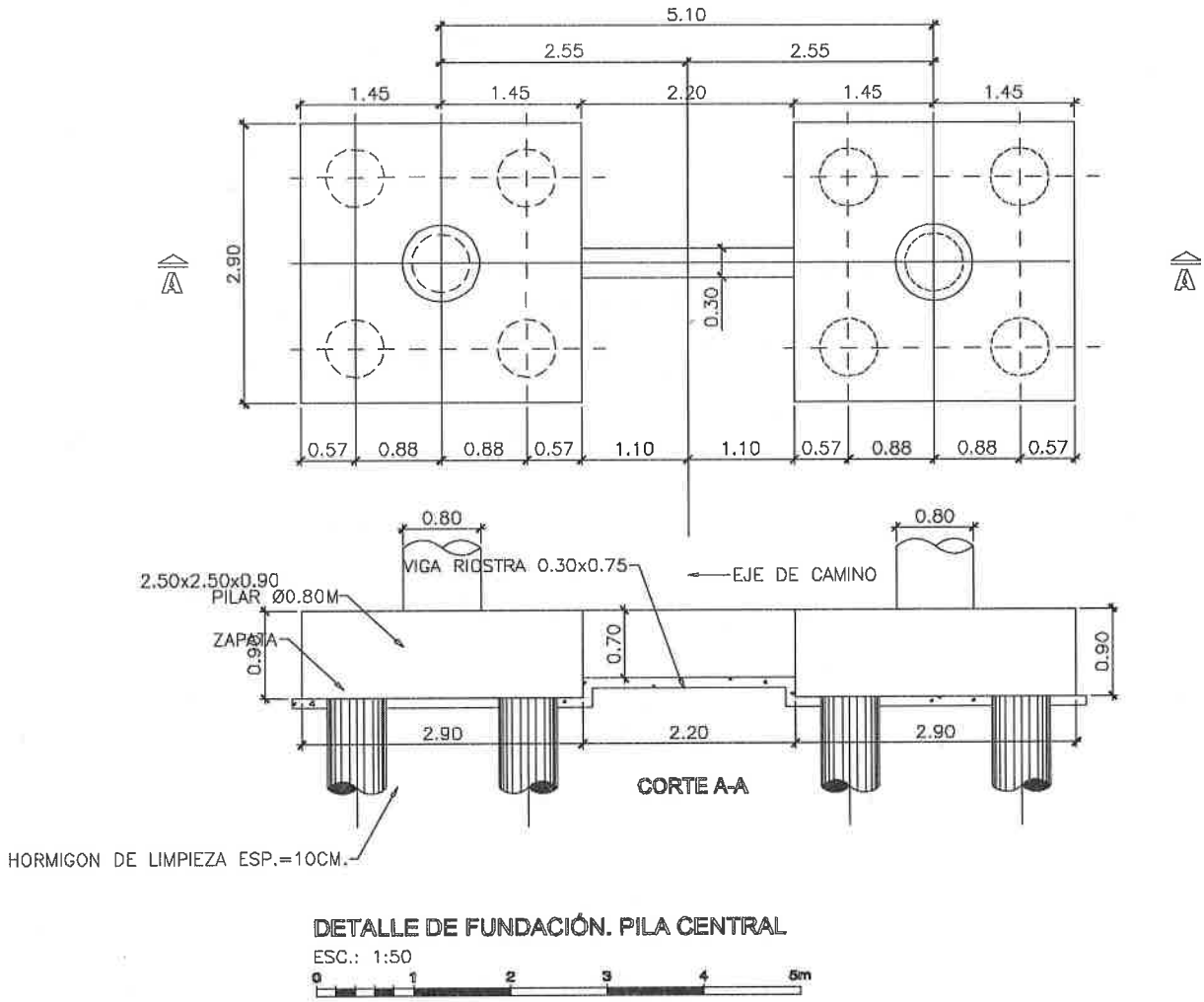
CONSORCIO PUENTES REGION ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL

Ing. Hugo Navarro
Representante Legal

CONSORCIO SETA

6.2 Dimensionamiento de Pilotes

La fundación de la pila tiene el esquema siguiente pudiendo adoptarse 4 o 5 pilotes por cabezal dependiendo de la dificultad de perforación:



DETALLE DE FUNDACIÓN. PILA CENTRAL

ESC.: 1:50

0 1 2 3 4 5m

6.2.1 Esfuerzos en pilotes para Combinación 1

El peso del cabezal de pila es:

$l := 2 \cdot 0.88m$ ..distancia entre ejes de pilotes

$V_c := 15.53m^3$ ..volumen del cabezal

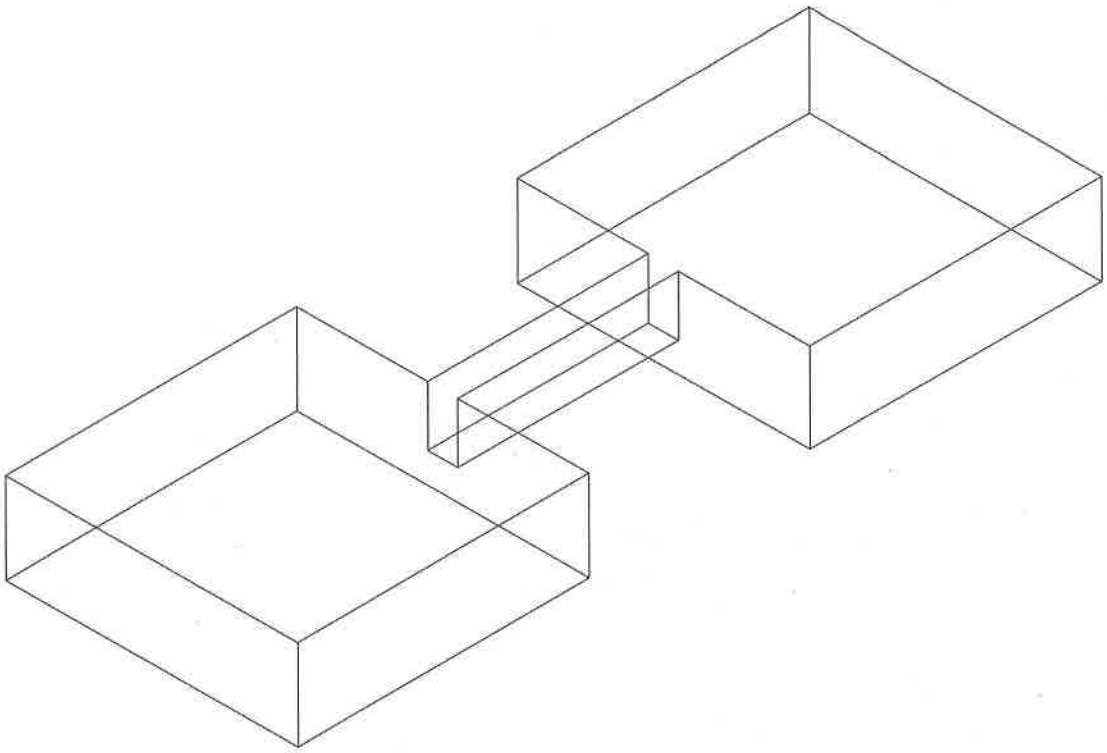
$N_{cab} := V_c \cdot \gamma_c$ ..peso del cabezal

$N_{cab} = 380.74 \cdot kN$

ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

CONSORCIO PUENTES REGION ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL

Ing. Hugo Navarro
Representante Legal
CONSORCIO SETA



6.2.1.1 Esfuerzos en pilotes para el cabezal de 4 pilotes

$$Nmax_1 := \frac{N_{cab}}{8} + \frac{F_{z1}}{4} + \frac{M_{y1}}{2l} = 789.64 \cdot kN$$ ...carga vertical máxima en un pilote (Comb. 1-4 Pilotes)

$$H_1 := \sqrt{\left(\frac{F_{x1}}{4}\right)^2 + \left(\frac{F_{y1}}{4}\right)^2} = 17 \cdot kN$$ ...carga horizontal máxima en un pilote (Comb. 1-4 Pilotes

6.2.1.2 Esfuerzos en pilotes para el cabezal de 5 pilotes

$$Nmax_1 := \frac{N_{cab}}{10} + \frac{F_{z1}}{5} + \frac{M_{y1}}{2l} = 660.12 \cdot kN$$ ...carga vertical máxima en un pilote (Comb. 1-4 Pilotes)

$$H_1 := \sqrt{\left(\frac{F_{x1}}{5}\right)^2 + \left(\frac{F_{y1}}{5}\right)^2} = 13.6 \cdot kN$$ ...carga horizontal máxima en un pilote (Comb. 1-4 Pilotes

6.2.2 Esfuerzos en pilotes para Combinación 2

6.2.2.1 Esfuerzos en pilotes para el cabezal de 4 pilotes

$$N_{max_2_4} := \frac{N_{cab}}{8} + \frac{F_{z2}}{4} + \frac{M_{y2}}{2l} = 805.55 \cdot kN$$ ...carga vertical máxima en un pilote (Comb. 2- 4 Pilotes)

$$H_1 := \sqrt{\left(\frac{F_{x2}}{4}\right)^2 + \left(\frac{F_{y2}}{4}\right)^2} = 16.82 \cdot kN$$ ...carga horizontal máxima en un pilote (Comb. 2- 4 Pilotes

ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

CONSORCIO PUENTES REGION ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL

Ing. Hugo Navarro
Representante Legal
CONSORCIO
SETA

6.2.2.2 Esfuerzos en pilotes para el cabezal de 5 pilotes

$$N_{max_2_5} := \frac{N_{cab}}{10} + \frac{F_{z2}}{5} + \frac{M_{y2}}{2l} = 678.53 \cdot kN$$ ...carga vertical máxima en un pilote (Comb. 2- 5 Pilotes)

$$H_1 := \sqrt{\left(\frac{F_{x2}}{5}\right)^2 + \left(\frac{F_{y2}}{5}\right)^2} = 13.45 \cdot kN$$ ...carga horizontal máxima en un pilote (Comb. 2- 5 Pilotes)

En hojas adjuntas se recoge el cálculo geotécnico de los pilotes tanto para cargas verticales como para cargas horizontales utilizando los valores más desfavorables o sea de la Combinación 2 para los cabezales de 4 pilotes

6.2.3 Dimensionamiento del Cabezal de 4 Pilotes

6.2.3.1 Cálculo de Acciones Mayoradas

Con el mismo criterio que en los estribos se distribuye la reacción total entre sus componentes permanentes y variables.

$N_D := 0.60 \cdot N_{max_2_4} = 483.33 \cdot kN$ ...valor correspondiente a las cargas permanentes

$N_L := N_{max_2_4} - N_D = 322.22 \cdot kN$ ...valor correspondiente a las cargas variables

Del cálculo de pilotes se obtiene el momento flector máximo en el mismo

$M_H := 119 kN \cdot m$

$M_D := 0.6 \cdot M_H = 71.4 m \cdot kN$ ...valor correspondiente acciones permanentes

$M_L := M_H - M_D = 47.6 m \cdot kN$ ...valor correspondiente cargas variables

Las acciones mayoradas para los pilotes son:

$N_u := Eu(\gamma, \beta_D, \beta_L, N_D, N_L, 0kN)$ ...axil mayorado

$N_u = 1327.86 \cdot kN$

$M_u := Eu(\gamma, \beta_D, \beta_L, M_D, M_L, 0kN \cdot m)$ ...momento mayorado

$M_u = 196.16 \cdot kN \cdot m$

El cálculo de las armaduras se presenta en hojas adjuntas

6.2.3.2 Cálculo de Armaduras del Cabezal de 4 Pilotes

$l := 1.77m$ ...separación entre pilotes

$d := 0.80m$ ...canto útil de la sección

$D := 0.8m$ ...diámetro del pilar

ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

CONSORCIO PUENTES REGION ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL

Ing. Hugo Navarro
Representante Legal

CONSORCIO
SETA

$a := \sqrt{\frac{\pi \cdot D^2}{4}} = 0.71\,m$ ...lado del pilar cuadrado con área equivalente al pilar circular

$l_v := \frac{1 - D}{2} + 0.15D = 0.61\,m$ ...longitud del vuelo de cálculo

$M_u := 2N_u \cdot l_v = 1606.72 \cdot kN \cdot m$ ...momento máximo en sección de referencia

$T_u := \frac{M_u}{0.85 \cdot d} = 2362.82 \cdot kN$ ...fuerza de tracción total

$A_s := \frac{T_u}{\phi_f \cdot fy} = 63.46 \cdot cm^2$ ...armadura para dos franjas

Se adopta 5Ø25 en cada franja y 19Ø12 en cada dirección, con los que el área equivalente vale:

$A_{eq} := 2 \cdot 5 \cdot 4.91cm^2 + 19 \cdot 1.13cm^2 = 70.57 \cdot cm^2$

$A_{eq} > A_s = 1$

6.2.4 Dimensionamiento del Cabezal de 4 Pilotes

6.2.4.1 Cálculo de Acciones Mayoradas

$N_D := 0.60 \cdot N_{max_2_5} = 407.12 \cdot kN$ ...valor correspondiente a las cargas permanentes

$N_L := N_{max_2_5} - N_D = 271.41 \cdot kN$ ...valor correspondiente a las cargas variables

Del cálculo de pilotes se obtiene el momento flector máximo en el mismo

$M_H := 16.70kN \cdot m$ ...se utiliza el valor máximo calculado

$M_D := 0.6 \cdot M_H = 10.02\,m \cdot kN$ ...valor correspondiente acciones permanentes

$M_L := M_H - M_D = 6.68\,m \cdot kN$ ...valor correspondiente cargas variables

Las acciones mayoradas para los pilotes son:

$N_u := Eu(\gamma, \beta_D, \beta_L, N_D, N_L, 0kN)$ ...axil mayorado

$N_u = 1118.49 \cdot kN$

$M_u := Eu(\gamma, \beta_D, \beta_L, M_D, M_L, 0kN \cdot m)$ ...momento mayorado

$M_u = 27.53 \cdot kN \cdot m$

El cálculo de las armaduras se presenta en hojas adjuntas

ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

CONSORCIO PUENTES REGION ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL

Ing. Hugo Navarro
Representante Legal
CONSORCIO
SETA

6.2.4.2 Cálculo de Armaduras del Cabezal de 5 Pilotes

$M_u := 2N_u \cdot l_v = 1353.37 \cdot kN \cdot m$ ...momento máximo en sección de referencia

$T_u := \frac{M_u}{0.85 \cdot d} = 1990.25 \cdot kN$ ...fuerza de tracción total

$A_s := \frac{T_u}{\phi_f \cdot fy} = 53.46 \cdot cm^2$ ...armadura para dos franjas

Se adoptan cuatro franjas paralelas a los lados de 5Ø20 cada una y dos franjas diagonales de 3Ø16 cada una y 19Ø12 en cada dirección, con los que el área equivalente vale:

$\alpha := 45deg$ ...ángulo de diagonales

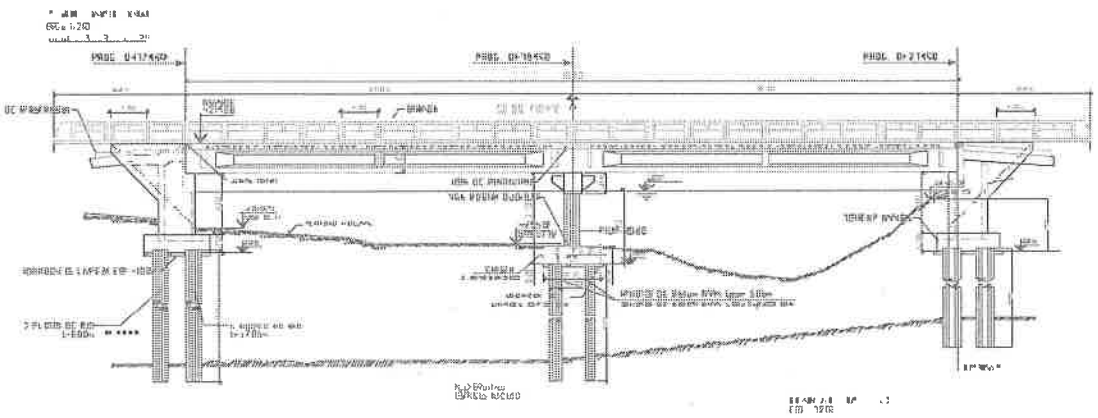
$A_{eq} := 2 \cdot 5 \cdot 3.14cm^2 + 19 \cdot 1.13cm^2 + 2 \cdot 3 \cdot 2.01cm^2 \cdot \cos(\alpha) = 61.4 \cdot cm^2$

$A_{eq} > A_s = 1$

Ing. Hugo Navarro
Representante Legal
CONSORCIO
SETA

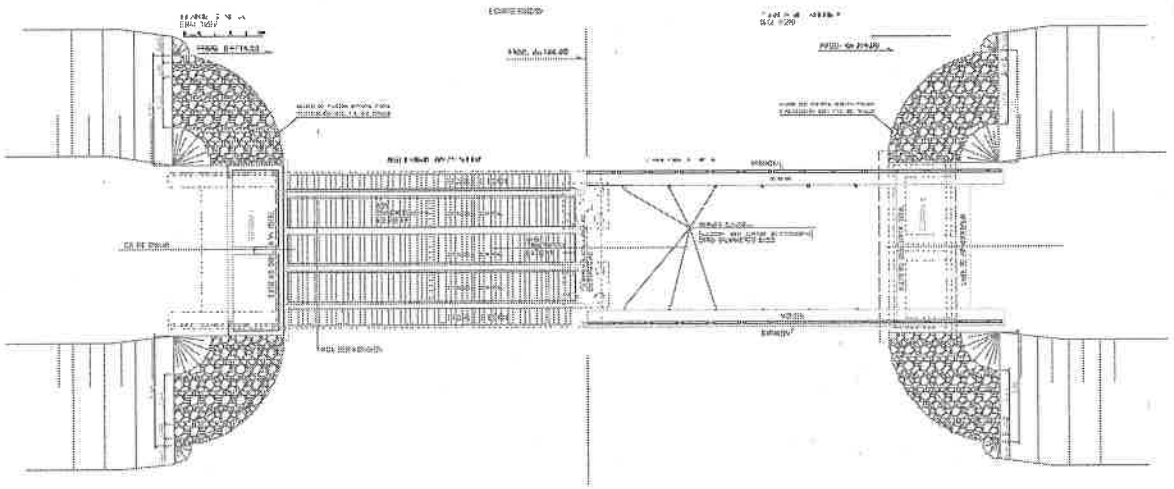
ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

CONSORCIO PUENTES REGION ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL



PILOTES DEL ESTRIBO 1
Puente Ao. Ybycuí

MOPC



ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

Ing. Hugo Navarro
Representante Legal
CONSORCIO
SETA

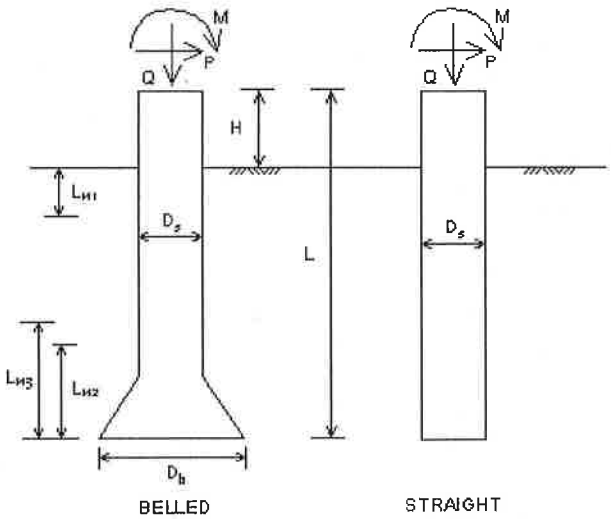
Asunción – Paraguay
2.020

CONSORCIO PUENTES REGION ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL

75 (SETENTA Y CINCO)

VERTICAL ANALYSIS

Figure 1



Drilled Shaft (dia >24 in. or 61 cm)

Loads:
Load Factor for Vertical Loads= 1.0
Load Factor for Lateral Loads= 1.0
Loads Supported by Pile Cap= 0 %
Shear Condition: Static

Vertical Load, Q= 1242.0 -kN
Shear Load, P= 0.0 -kN
Slope Restain St= 0.00 -cm/-cm

Profile:
Pile Length, L= 7.0 -m
Top Height, H= 0 -m
Slope Angle, As= 0
Batter Angle, Ab= 0

Fixed Head Condition
Nocontributing Zone, Ln1=Ln2=Ln3=0.

Soil Data:

Depth -m	Gamma -kN/m3	Phi	C -kN/m2	K -MN/m3	e50 or Dr %	Nspt
0	7.8	0.0	19.2	12.0	1.74	3
1	1.4	0.0	1316.7	5.8	1.40	5
2	9.5	28.3	18.9	40.6	1.15	6
3	6.8	26.2	6.3	7.9	2.25	2
4	7.0	26.3	6.9	8.6	2.13	2
5	11.5	35.0	88.9	366.5	0.45	30
6	1.9	37.3	7105.4	179.5	0.33	50
10	12.1	36.5	120.3	526.5	0.37	40

Pile Data:

Depth -m	Width -cm	Area -cm2	Per. -cm	I -cm4	E -MP	Weight -kN/m
0.0	80	5026.5	251.3	2010619.3	20683	11.863
7.0						

Vertical capacity:
Weight above Ground= 0.00 Total Weight= 48.56-kN *Soil Weight is not included
Side Resistance (Down)= 21557.481-kN Side Resistance (Up)= 21503.523-kN
Tip Resistance (Down)= 13215.472-kN Tip Resistance (Up)= 0.000-kN
Total Ultimate Capacity (Down)= 34772.953-kN Total Ultimate Capacity (Up)= 21552.082-kN
Total Allowable Capacity (Down)= 11590.984-kN Total Allowable Capacity (Up)= 7184.027-kN
OK! Qallow > Q

Settlement Calculation:
At Q= 1242.00-kN Settlement= 0.07134-cm
At Xallow= 2.50-cm Qallow= 29937.37500-kN

Note: If the program cannot find a result or the result exceeds the upper limit. The result will be displayed as 9999.

Ing. Hugo Navarro
Representante Legal
CONSORCIO SETA

CivilTech Software

Puente Ybycuí
Estribo 1 -Pilotes de Ø80 - Cabeza Empotrada

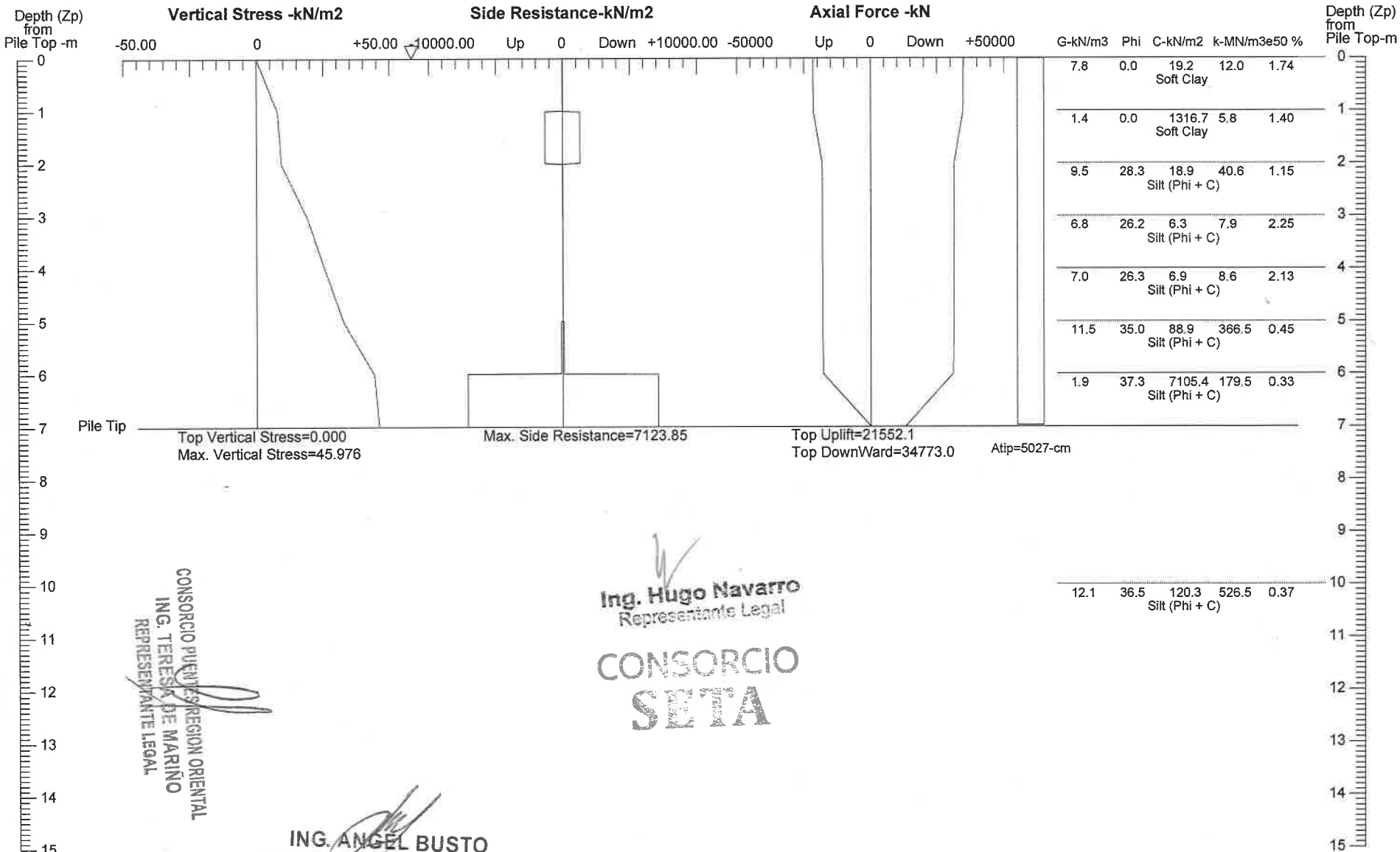
ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

CONSORCIO PUENTES REGION ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL

76 (SETENTA Y SEIS)

SOIL STRESS, SIDE RESISTANCE, & AXIAL FORCE vs DEPTH

Based on Ultimate Load Condition



CONSORCIO PUENTES REGION ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL

Ing. Hugo Navarro
Representante Legal
CONSORCIO SETA

ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

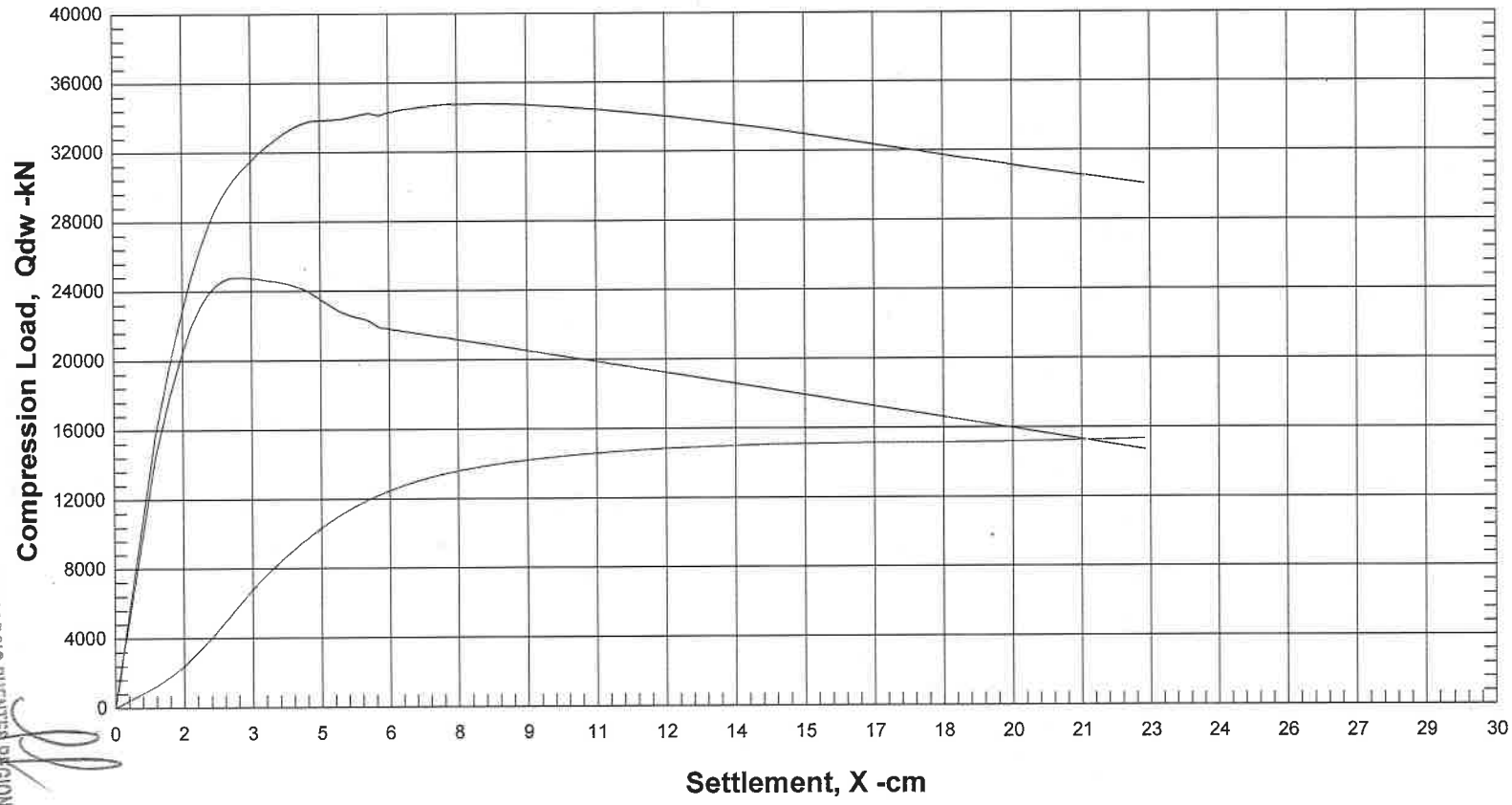
SETENTA Y SIETE (77)

CivilTech Software

Puente Ybycuí
Estribo 1 -Pilotes de Ø80 - Cabeza Empotrada

Figure 1

Vertical Load vs. Settlement



Total _____ Side _____ Tip _____

CONSORCIO PUENTES REGION ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL

ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

Ing. Hugo Navarro
Representante Legal
CONSORCIO
SETA

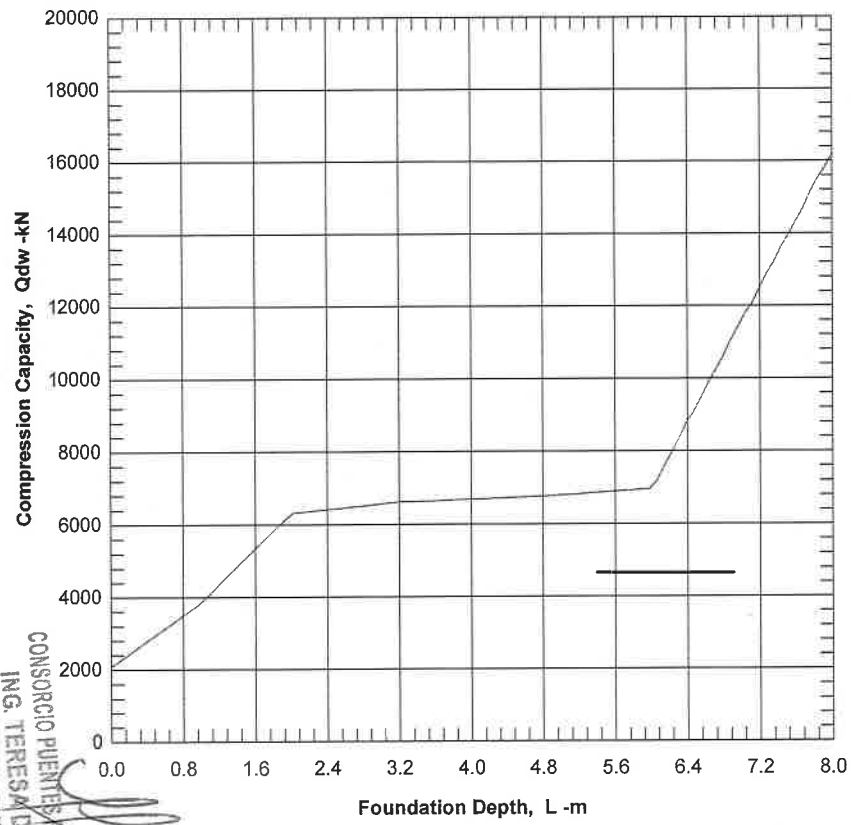
78 (SETENTA Y OCHO)

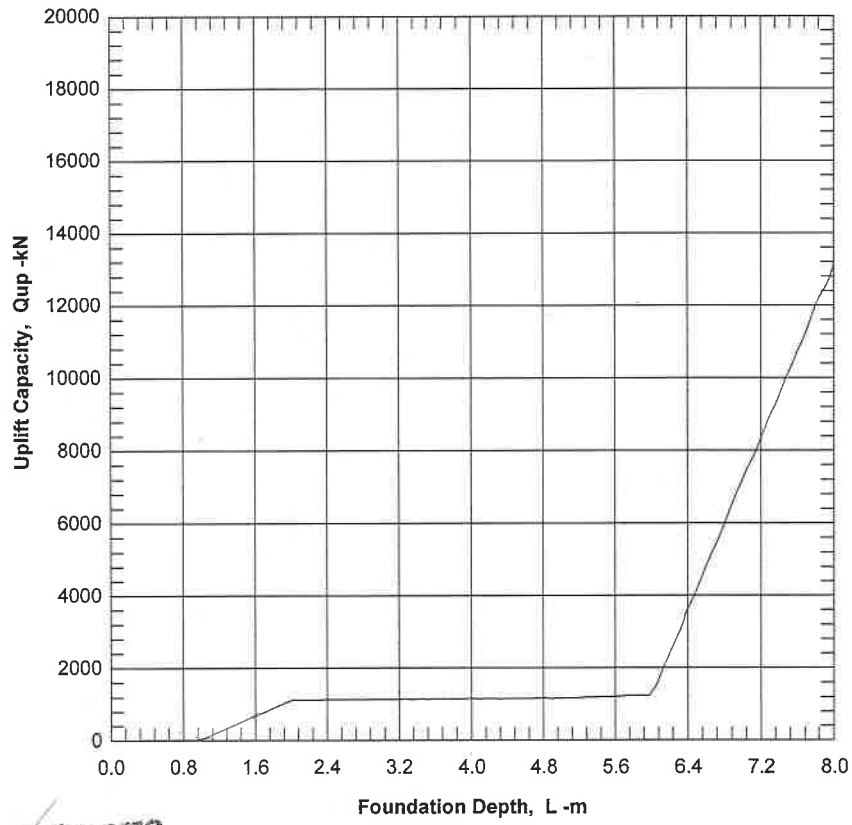
CivilTech Software

Puente Ybycuí
Estribo 1 -Pilotes de Ø80 - Cabeza Empotrada

Figure 1

ALLOWABLE CAPACITY vs FOUNDATION DEPTH





CONSORCIO PUENTES REGION ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL

Ing. Hugo Navarro
Representante Legal
CONSORCIO
SETA

ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

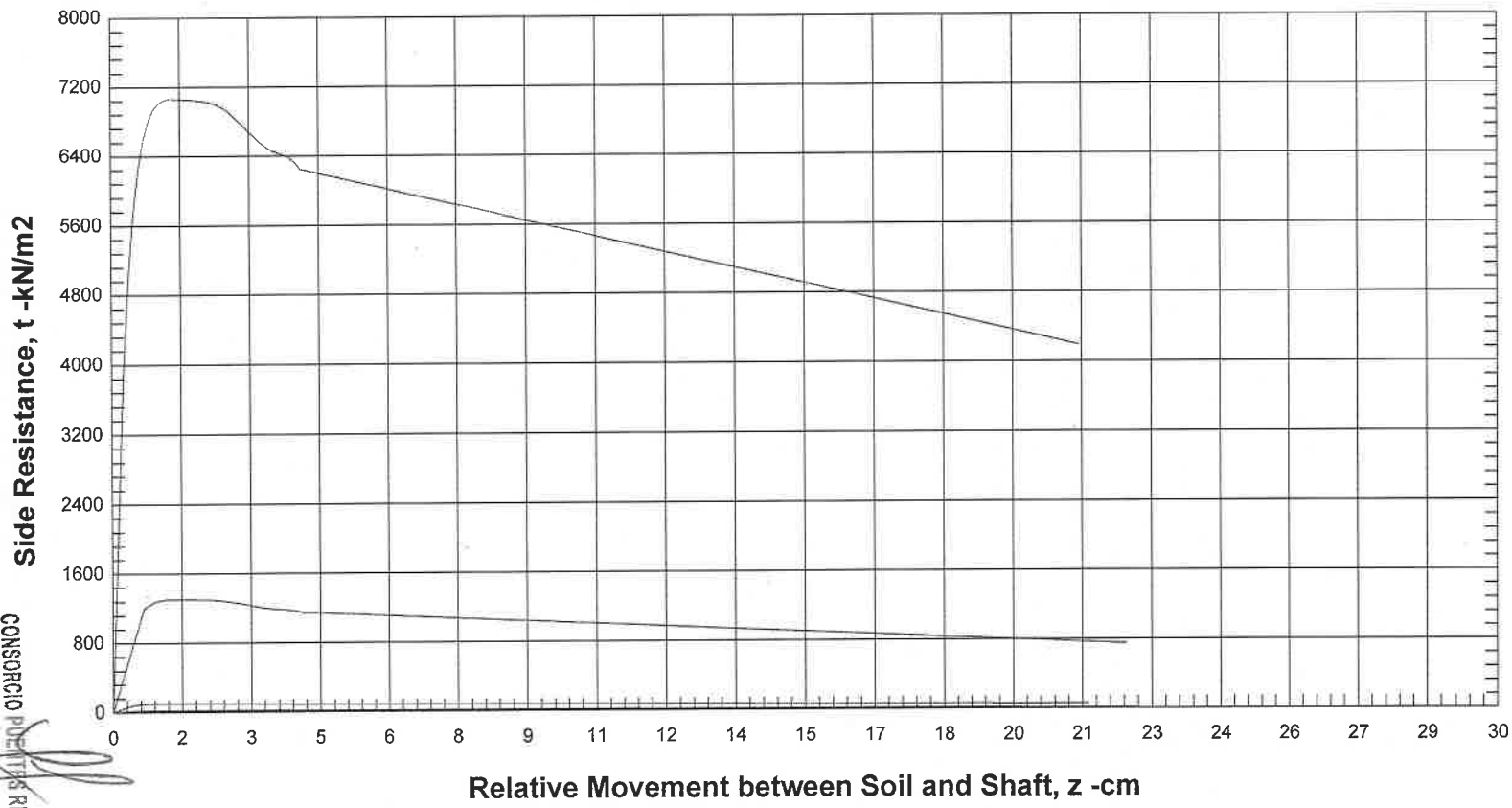
79 (SETENTA Y NUEVE)

CivilTech Software

Puente Ybycuí
Estribo 1 -Pilotes de Ø80 - Cabeza Empotrada

Figure 1

Side Resistance vs. Relative Movement between Soil and Shaft (t-z)



Depth: 0.9, 1.8, 2.6, 3.5, 4.4, 5.3, 6.1 -m

CONSORCIO PUENTES REGION ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL

ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

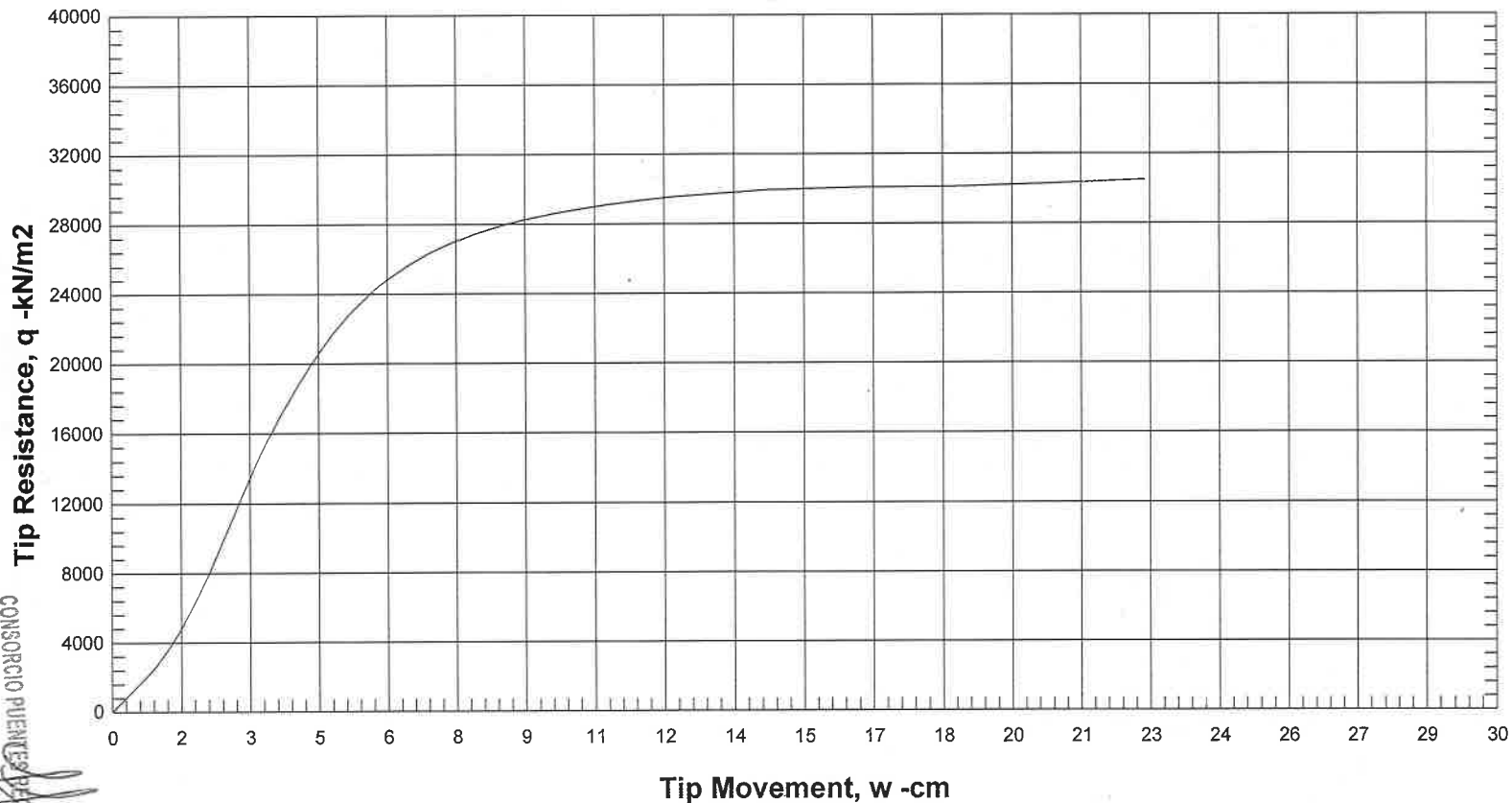
Ing. Hugo Navarro
Representante Legal
CONSORCIO
SETA

CivilTech Software

Puente Ybycui
Estribo 1 -Pilotes de Ø80 - Cabeza Empotrada

Figure 1

Tip Resistance vs. Tip Movement (q-w)



CONSORCIO PUENTES REGION ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL

81 (OCHENTA Y UNO)

ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

Ing. Hugo Navarro
Representante Legal
CONSORCIO
SETA

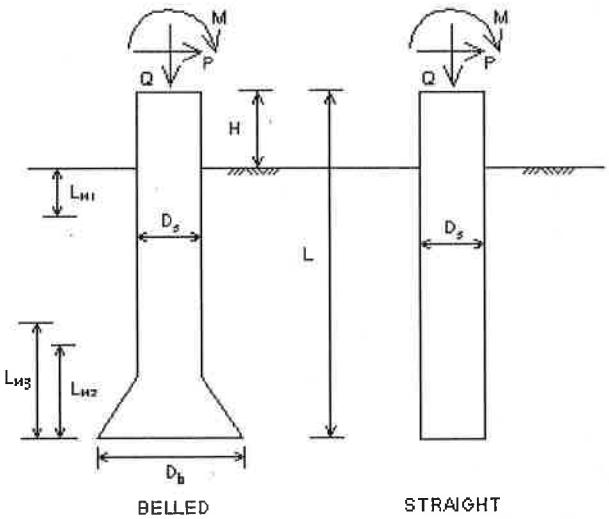
CivilTech Software

Puente Ybycuí
Estribo 1 -Pilotes de Ø80 - Cabeza Empotrada

Figure 1

LATERAL ANALYSIS

Figure 2



Drilled Shaft (dia >24 in. or 61 cm)

Loads:

Load Factor for Vertical Loads= 1.0
Load Factor for Lateral Loads= 1.0
Loads Supported by Pile Cap= 0 %
Shear Condition: Static

Vertical Load, Q= 1242.0 -kN
Shear Load, P= 153.4 -kN
Slope Restain St= 0.00 -cm/-cm

Profile:

Pile Length, L= 7.0 -m
Top Height, H= 0 -m
Slope Angle, As= 0
Batter Angle, Ab= 0

Fixed Head Condition
Nocontributing Zone, Ln1=Ln2=Ln3=0.

Soil Data:

Depth -m	Gamma -kN/m3	Phi	C -kN/m2	K -MN/m3	e50 or Dr %	Nspt
0	7.8	0.0	19.2	12.0	1.74	3
1	1.4	0.0	1316.7	5.8	1.40	5
2	9.5	28.3	18.9	40.6	1.15	6
3	6.8	26.2	6.3	7.9	2.25	2
4	7.0	26.3	6.9	8.6	2.13	2
5	11.5	35.0	88.9	366.5	0.45	30
6	1.9	37.3	7105.4	179.5	0.33	50
10	12.1	36.5	120.3	526.5	0.37	40

Pile Data:

Depth -m	Width -cm	Area -cm2	Per. -cm	I -cm4	E -MP	Weight -kN/m
0.0	80	5026.5	251.3	2010619.3	20683	11.863
7.0						

Single Pile Lateral Analysis:

Top Deflection, yt= 0.02420-cm
Max. Moment, M= 149.00-kN-m
Top Deflection Slope, St= 0.00000
OK! Top Deflection, 0.0242-cm is less than the Allowable Deflection= 2.50-cm

Note: If the program cannot find a result or the result exceeds the upper limit. The result will be displayed as 9999.
The Max. Moment calculated by program is an internal force from the applied load conditions. Structural engineer has to check whether the pile has enough capacity to resist the moment with adequate factor of safety. If not, the pile may fail under the load conditions.

Ing. Hugo Navarro
Representante Legal
CONSORCIO
SETA

CivilTech Software

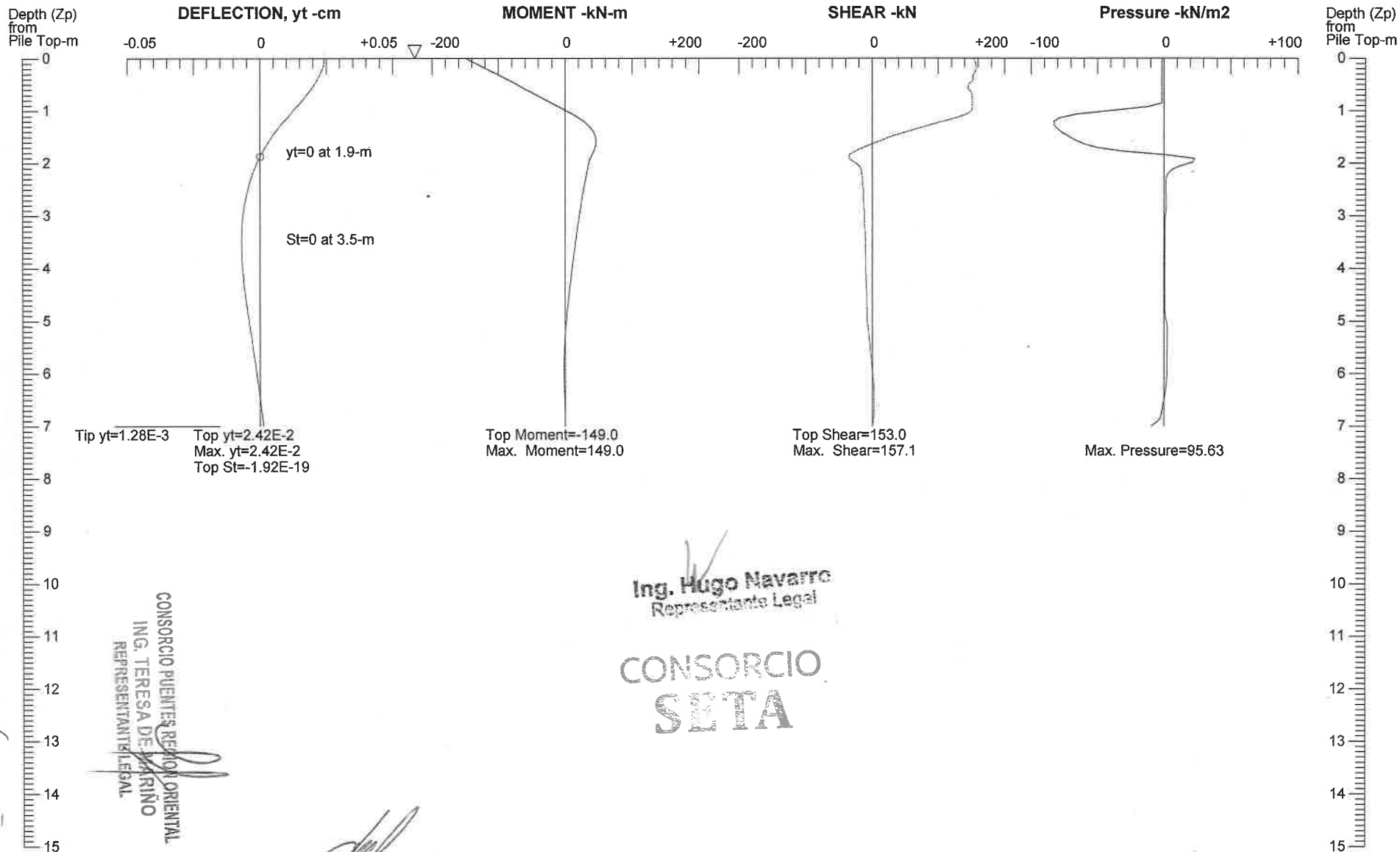
Puente Ybycuí
Estribo 1 -Pilotes de Ø80 - Cabeza Empotrada

ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

CONSORCIO PUENTES REGION ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL

PILE DEFLECTION & FORCE vs DEPTH

Single Pile, Khead=5, Kbc=2



Ing. Hugo Navarro
Representante Legal

CONSORCIO
SETA

CONSORCIO PUENTES REGION ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL

83 (OCHENTA Y TRES)

ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

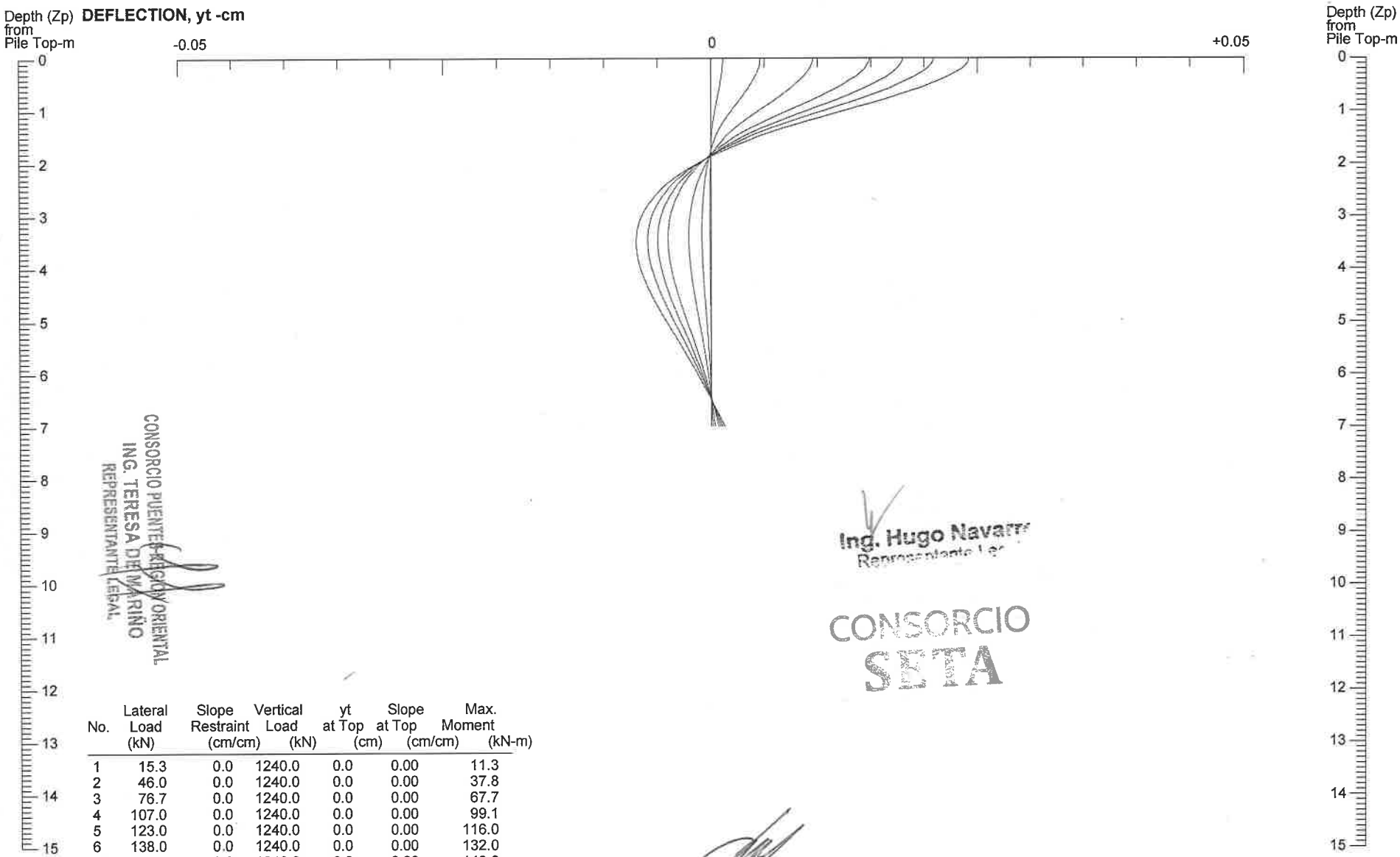
CivilTech Software

Puente Ybycuí
Estribo 1 -Pilotes de Ø80 - Cabeza Empotrada

Figure 2

PILE DEFLECTION vs LOADING

Single Pile, Khead=5, Kbc=2



No.	Lateral Load (kN)	Slope Restraint (cm/cm)	Vertical Load (kN)	yt at Top (cm)	Slope at Top (cm/cm)	Max. Moment (kN-m)
1	15.3	0.0	1240.0	0.0	0.00	11.3
2	46.0	0.0	1240.0	0.0	0.00	37.8
3	76.7	0.0	1240.0	0.0	0.00	67.7
4	107.0	0.0	1240.0	0.0	0.00	99.1
5	123.0	0.0	1240.0	0.0	0.00	116.0
6	138.0	0.0	1240.0	0.0	0.00	132.0
7	153.0	0.0	1240.0	0.0	0.00	149.0

CONSORCIO PUENTE PARAGUAY ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL

Ing. Hugo Navarro
Representante Legal

CONSORCIO SETA

ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

84 (OCHENTA Y CUATRO)

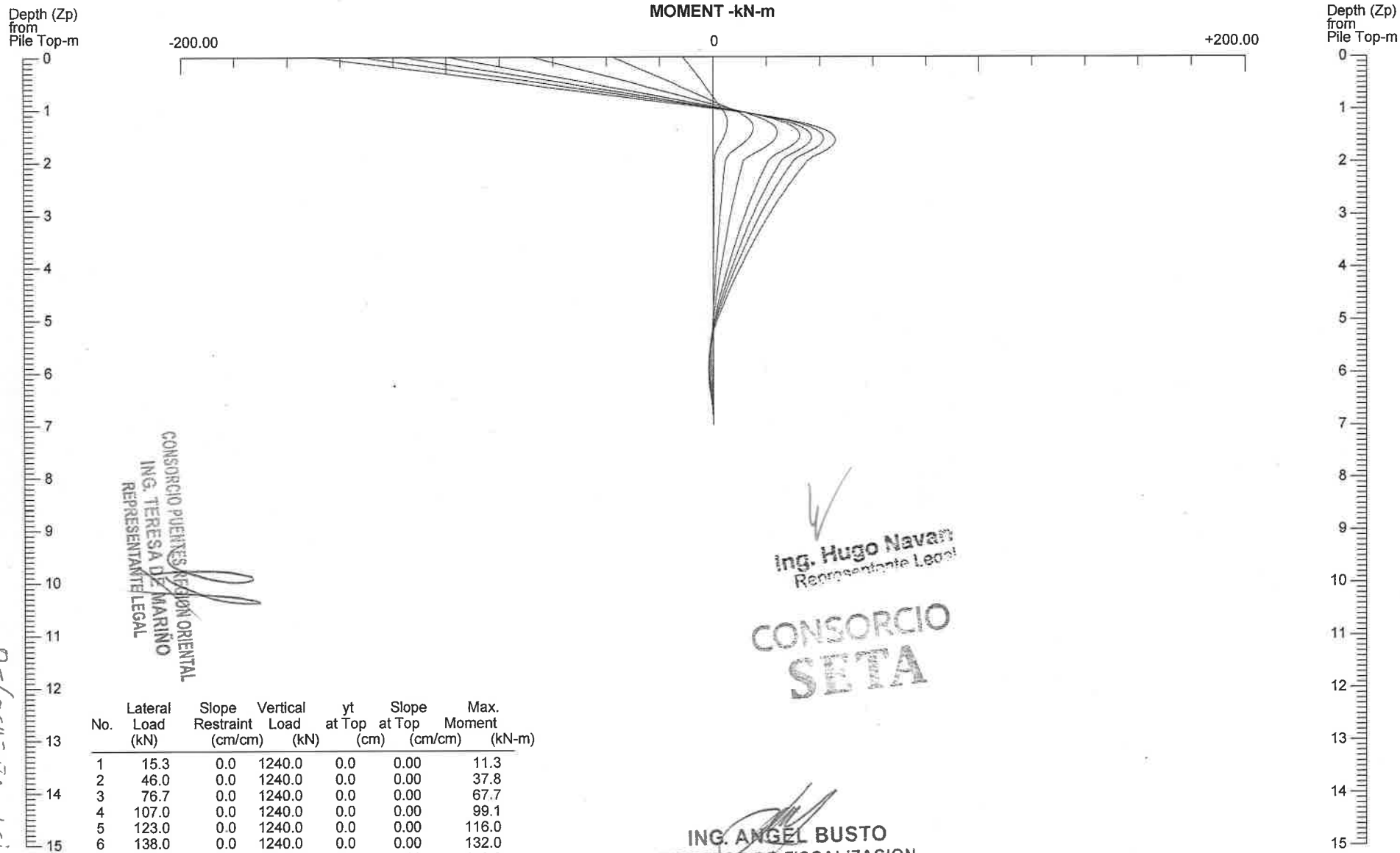
CivilTech Software

Puente Ybycuí
Estribo 1 -Pilotes de Ø80 - Cabeza Empotrada

Figure 2

PILE MOMENT vs LOADING

Single Pile, Khead=5, Kbc=2



No.	Lateral Load (kN)	Slope Restraint (cm/cm)	Vertical Load (kN)	yt at Top (cm)	Slope at Top (cm/cm)	Max. Moment (kN-m)
1	15.3	0.0	1240.0	0.0	0.00	11.3
2	46.0	0.0	1240.0	0.0	0.00	37.8
3	76.7	0.0	1240.0	0.0	0.00	67.7
4	107.0	0.0	1240.0	0.0	0.00	99.1
5	123.0	0.0	1240.0	0.0	0.00	116.0
6	138.0	0.0	1240.0	0.0	0.00	132.0
7	153.0	0.0	1240.0	0.0	0.00	149.0

CONSORCIO PUENTES REGION ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL

Ing. Hugo Navarro
Representante Legal
CONSORCIO SETA

ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

85 (OCHENTA Y CINCO)

CivilTech Software

Puente Ybycuí
Estribo 1 -Pilotes de Ø80 - Cabeza Empotrada

Figure 2

Diagrama de Interacción P - M de Columnas Circulares (ACI - AASHTO)

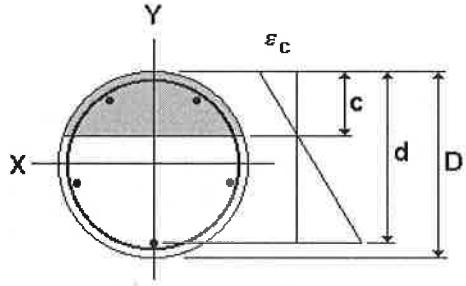
Autor: A. Gaona Fecha: 28/8/00
MathCad Version: 6.0 Plus o posteriores
Referencia: AASHTO Bridge Design Specifications
Propósito: Calcula el diagrama de interacción minorado de columnas circulares de hormigón armado.
Utiliza la subrutina desarrollada por Thomas P. Magner

Obra: Puente 35 - Ao. Yukyry

Pieza Estructural: Pilotes Frontales de Ø80cm del Estribo 1

Pilar Circular de Hormigón Armado con Carga Axial y Momento

Notación:



P_u	carga axial mayorada
M_{xu}	momento mayorado alrededor de eje X
D	diámetro del pilar
N	número de barras (mínimo 4 barras)
n	designación standard de barras de refuerzo (#1, 2, 3.....)
c	distancia a partir de la fibra más comprimida al eje neutro
cl	recubrimiento de las armaduras
ϕP_n	axil último minorado
ϕM_n	momentol último minorado
f_{sp}	tensión de barras de refuerzos para determinar el tipo de empalme requerido
ρ	cuantía geométrica

Notas: Tanto la carga axil como el momento deben ser mayores que cero.
La cuantía debe estar comprendida entre 0.004 y 0.08.
La tensión característica del acero debe ser menor que 5600 kg/cm2
Las tensiones son positivas para compresión y negativas para tracción

Datos:

$D := 80 \cdot cm$

$f'_c := 25 \cdot MPa$

$f_y := 420 \cdot MPa$

$f'_y := 420 \cdot MPa$

$N := 12$

$n := 5$

$cl := 4cm$

$A_c := \frac{\pi \cdot D^2}{4}$ $\qquad A_c = 5.027 \times 10^3 \cdot cm^2$

$A_s := A_{b_n} \cdot N \cdot in^2$ $\qquad A_s = 24.12 \cdot cm^2$

Ing. Hugo Navarro
Representante Legal
CONSORCIO
SETA

CONSORCIO PUENTES REGION ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL

ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

86 (OCHENTA Y SEIS)

$$\rho := \frac{A_s}{A_c} \qquad \rho = 0.005$$

Cálculo de ϕPn para momento nulo (ϕPo)

Este valor lo calculamos para determinar la abscisa máxima del diagrama de interacción

$$\left(\phi P_n \;\; \phi M_{xn} \;\; f_{sp} \;\; \rho\right) := (0 \;\; 0 \;\; 0 \;\; 0)$$

$P_u := 0.0001$

$M_{xu} := 0.000000001$

$$\left(\phi P_n \;\; \phi M_{xn} \;\; f_{sp} \;\; \rho\right) := \phi P'_n\left(D, N, n, P_u, M_{xu}\right)^T$$

$$\left(\phi P_n \;\; \phi M_{xn} \;\; f_{sp} \;\; \rho\right) = \left(1.832 \times 10^3 \;\; 0.018 \;\; 60.913 \;\; 4.799 \times 10^{-3}\right)$$

$\phi P_0 := \phi P_n \qquad \phi P_0 := \phi P_0 \cdot \text{kips} \qquad \phi P_0 = 1.832 \times 10^3 \cdot \text{kips}$

Cálculo del diagrama de interacción

$n_{interv} := 60$ ....número de puntos en los que se calcularám ϕP y ϕM

ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

Ing. ... Representante Legal
CONSORCIO SETA

CONSORCIO PUENTES REGION ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL

```
Diag_MN := | P_u ← 0.0001
           | ΔP ← φP_0 / (n_interv·kips)
           | r ← 0
           | for i ∈ 0 .. n_interv
           |   | c ← 0
           |   | M_u1 ← 0.0001
           |   | deltaP ← 0.001
           |   | conta ← 1
           |   | while (deltaP ≥ 0.00015) ∧ (conta ≤ 600)
           |   |   | (φP_n  φM_xn  f_sp  ρ) ← φP'_n(D, N, n, P_u, M_u1)^T
           |   |   | M_u2 ← φM_xn
           |   |   | deltaP ← |P_u − φP_n|
           |   |   | M_u1 ← M_u2
           |   |   | conta ← conta + 1
           |   |   | M_u1
           |   | Diag_MN_(r,0) ← P_u
           |   | Diag_MN_(r,1) ← M_u1
           |   | r ← r + 1
           |   | P_u ← P_u + ΔP
           | Diag_MN
```

$\phi P := Diag_{MN}^{\langle 0 \rangle} \cdot kips$

$\phi M := Diag_{MN}^{\langle 1 \rangle} \cdot kips \cdot in$

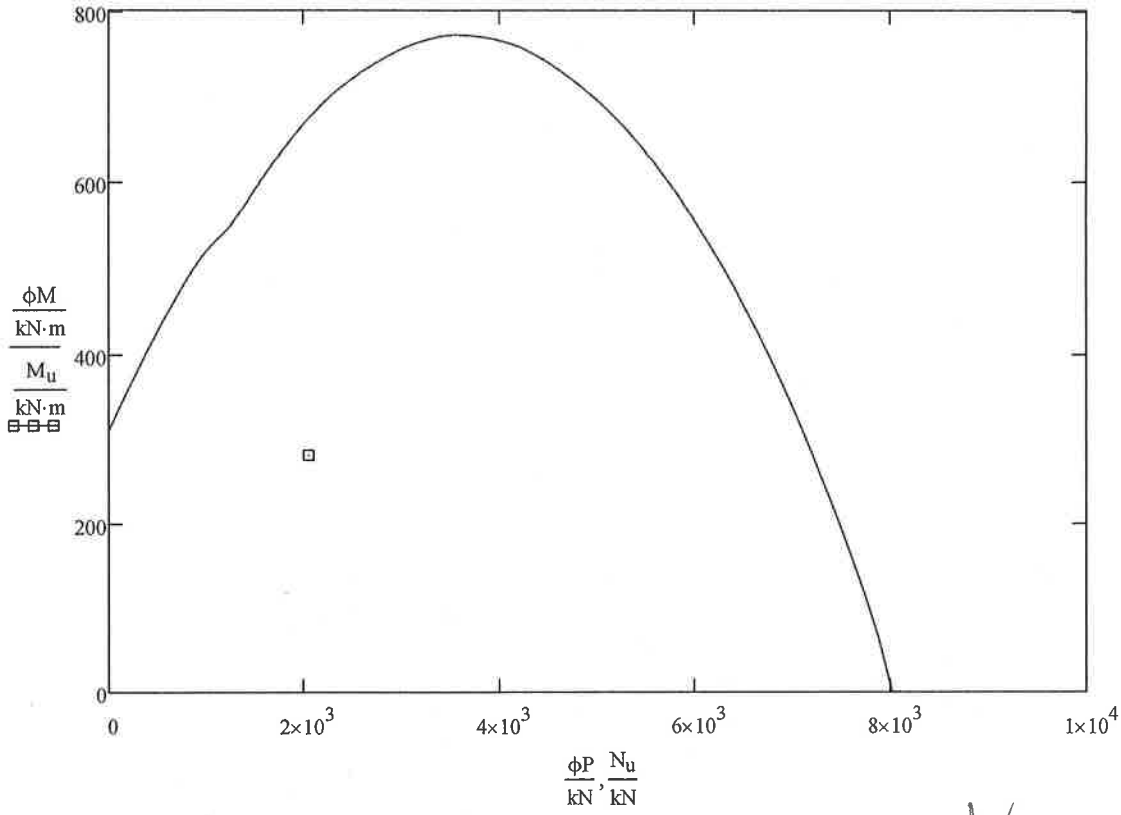
$N_u := 2047kN$ ....axil mayorado actuante

$M_u := 280.5kN \cdot m$ ....momento mayorado actuante

Ing. Hugo Navarro
Representante Legal
CONSORCIO SETA

ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

CONSORCIO NUEVTE REGION ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL



Ing. Hugo Navarro
Representante Legal

ING. ANGEL BUSTO
DIRECTOR DE FISCALIZACION

CONSORCIO
SETA

CONSORCIO PUENTES REGION ORIENTAL
ING. TERESA DE MARIÑO
REPRESENTANTE LEGAL

89 (OCHENTA Y NUEVE)