

ボリヴィア国

サンボルハ〜トリニダ道路改良調査(PHASE II)

ファイナルレポート

ティハムチ橋(下部工)

平成元年1月

国際協力事業団

開 一

89-015(7/7)



JICA LIBRARY



1075261161

19322

ボリヴィア国

サンボルハ～トリニダ道路改良調査(PHASE II)

ファイナルレポート

ティハムチ橋(下部工)

平成元年1月

国際協力事業団



目 次

§ 1	経緯	1
§ 2	目的	2
§ 3	設計条件	4
1.	計画条件	4
2.	荷重条件	7
3.	その他の前提条件	8
§ 4	結果	9
付 図		13
アペンディクス-1	橋台の見直し検討	1-1
アペンディクス-2	橋脚の見直し検討	2-1
アペンディクス-3	橋台の数量	3-1
アペンディクス-4	橋脚の数量	4-1

S 1 経 緯

T j a m u c h i 橋は、本プロジェクトには含まない橋であったが、S N C は当初予定していた建設資金の調達が困難になったことや本来本プロジェクトに組み入れるのが適当であるとの考えから、B I D 現地代表事務所の了解のもとに、同橋の建設費及び施工計画（工事工程計画）を本プロジェクトに取り込むよう要請があったため、これを受け入れることになった。

要請を受け入れるに当たり、S N C が設計した T i j a m u c h i 橋の設計資料が貸与され、設計内容を検討した結果、縦断計画、橋台に作用する土圧の考え方など、本プロジェクトにおける橋の設計方法と多少相違する点があったため、本プロジェクトの設計方法と整合を図るために、下部工について設計の見直しを行うことになった。

§ 2 目 的

SNCから貸与されたTjamuchi橋の設計資料を検討した結果、本プロジェクト道路の計画条件及び橋の設計方法が下記の点について相違している。

したがって、これらの相違点を修正した場合、SNCから貸与されたTjamuchi橋の設計資料は、そのままで十分か否かを調べ、もし不十分な点があれば修正を行う。

1. 道路計画上の相違点

(1) 道路の縦断計画

- 使用している基本水準点は、本プロジェクトの水準点と異なっている。
- 縦断勾配は、橋梁区間中央をクラウンとする6%の拝み勾配としている。
(本プロジェクトでは2.5%)
- 計画高は、計画水位から桁下余裕として3mを確保している。
(本プロジェクトでは1m)

(2) 河川横断地形

- 既設設計後大分時間が経過しているため本プロジェクトの測量成果と比べると若干異なる。

(3) 計画水位

- 既設計では、使用水準点が異なるので対比できない。
(本プロジェクトでは、EL153.53mとして、計画水位を決めている。)

2. 設計方法の相違点

(1) 橋台における土圧作用幅のとり方

○橋台の柱背面に作用する土圧幅は柱の幅としている。

(本プロジェクトでは柱幅の3倍としている。)

(2) 橋台における基礎杭の照査

○杭の支持力照査が行われていない。

○ボーリング調査が行われておらず、杭の支持層が確認されていない。

○杭長15mとして計画している。

(3) 橋脚における杭の支持力の照査

○ボーリング調査を行っているが、支持層を確認する深さまで行っていない。

○杭長15mとして計画している。

○支持力の照査は、橋脚全体重量に対して、杭の使用本数倍した総合支持力に対して照査をしているが、杭一本当たり支持力の照査をしていない。

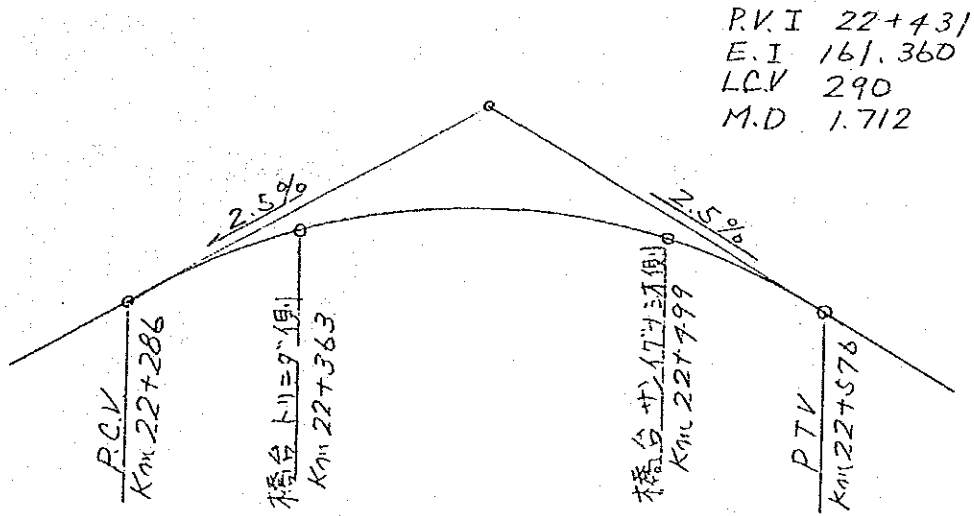
(4) 杭配置において、杭の縁端距離を800mmとして計画している。

(本プロジェクトでは600mmとしている。)

8.3 設計条件

1. 計画条件

(1) 縦断計画



(2) 地形及び計画水位

河川横断計画は、本プロジェクトの測量成果を使用する。

計画水位

$$HWL = 153.53 \text{ m}$$

(3) 構造計画

(1) (2) の計画条件から橋台、橋脚とも既設計の構造高さを変更せずに
図-1、図-2のような形状寸法で検討する。

(4) 地盤条件

既設計どおりの杭長及び杭の支持力が適用できる地盤条件であるとする。

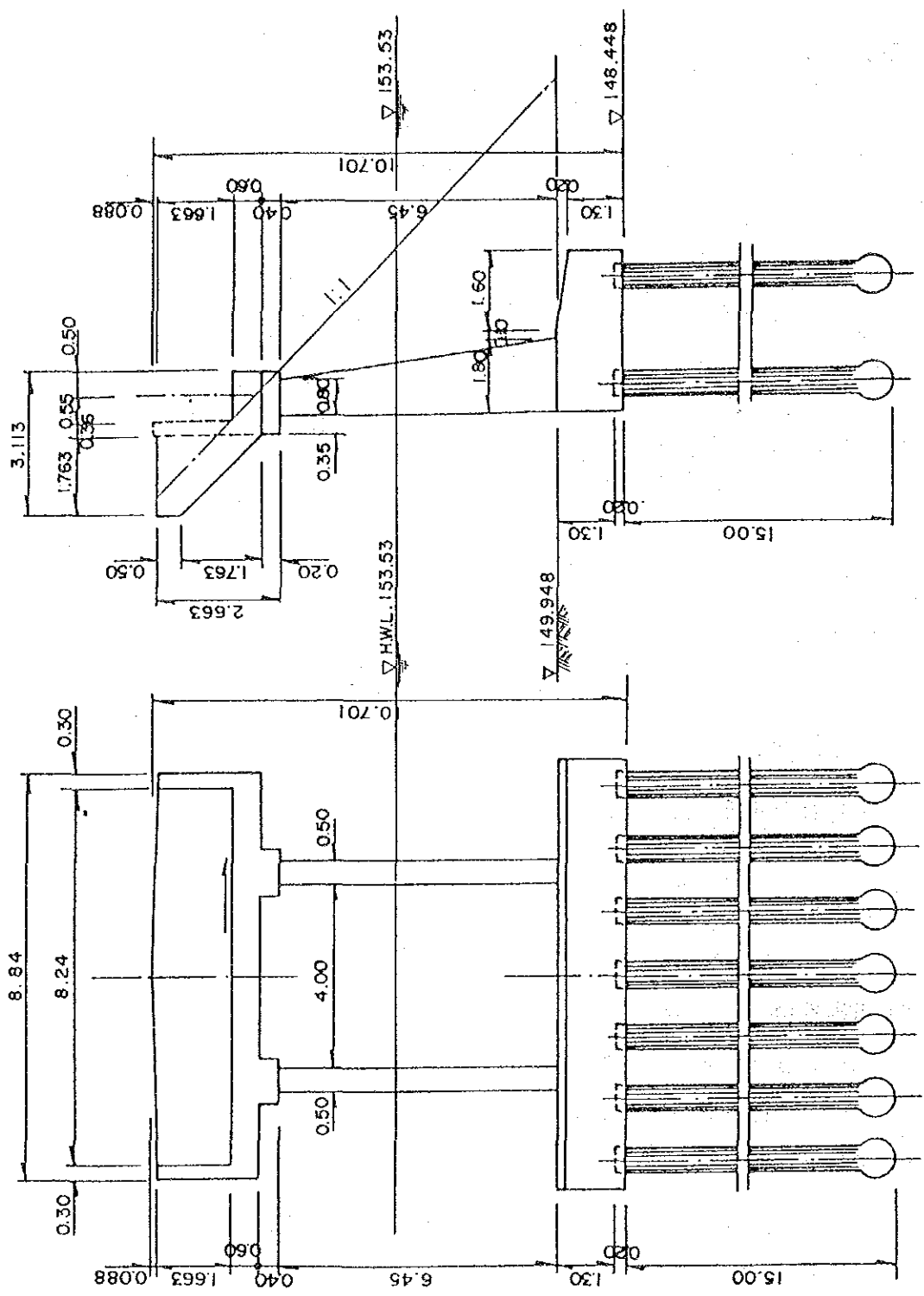
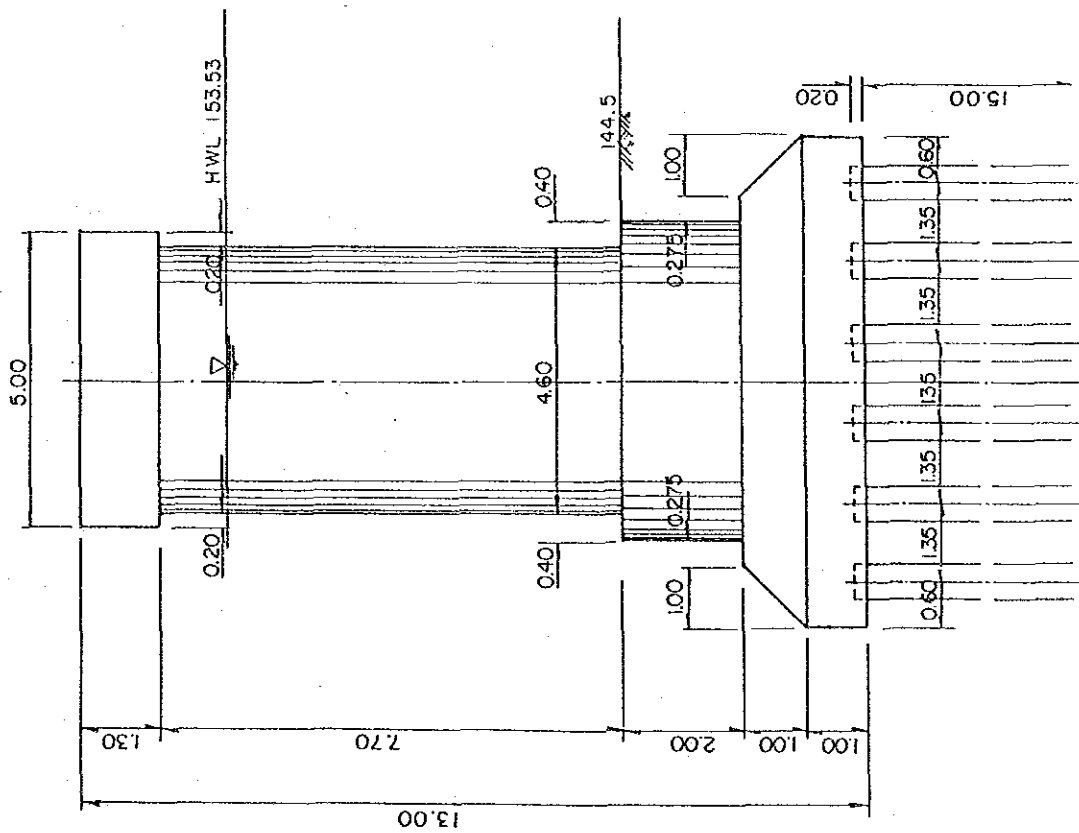
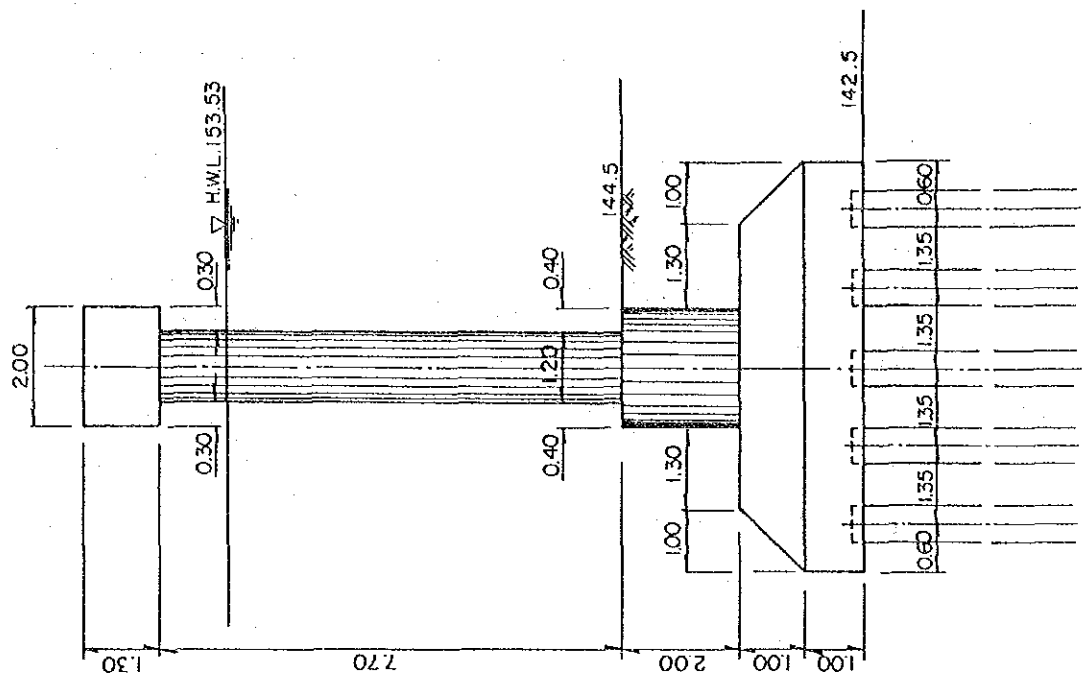


图-1 橋台計画図



图一 1 橋脚計面図

2. 荷重条件

下部工設計の見直しに用いる荷重条件は、既設計の上部工設計計算書に示されている値をそのまま用いる。

(1) 橋台

○上部工反力

$$\text{死荷重} \quad D = 60.15 \text{ t}$$

$$\text{活荷重} \quad L + i = 70.54 \text{ t}$$

$$\text{合計} \quad = 130.69 \text{ t}$$

○制動荷重

$$\text{橋軸方向} \quad F = 7.66 \text{ t}$$

○上部工に作用する風荷重

$$\text{橋軸直角方向} \quad W_r = 11.58 \text{ t}$$

$$\text{橋軸方向} \quad W_r = 4.39 \text{ t}$$

○活荷重に作用する風荷重

$$\text{橋軸直角方向} \quad W_{Lr} = 10.80 \text{ t}$$

$$\text{橋軸方向} \quad W_{Ll} = 4.32 \text{ t}$$

(2) 橋脚

○上部工反力

$$\text{死荷重} \quad D = 819.21 \text{ t}$$

$$\text{活荷重} \quad L + i = 141.14 \text{ t}$$

$$\text{合計} \quad = 960.35 \text{ t}$$

○制動荷重

$$\text{橋軸方向} \quad F = 13.74 \text{ t}$$

○上部工に作用する風荷重

$$\text{橋軸直角方向} \quad W_r = 43.74 \text{ t}$$

$$\text{橋軸方向} \quad W_r = 16.60 \text{ t}$$

○活荷重に作用する風荷重

$$\text{橋軸直角方向} \quad W_{Lr} = 9.96 \text{ t}$$

$$\text{橋軸方向} \quad W_{Ll} = 0.62 \text{ t}$$

○流水力

$$\text{橋軸直角方向} \quad SF = 2.23 \text{ t}$$

3. その他前提条件

(1) 橋台

- 柱に作用する質面土圧の作用幅は、柱幅の3倍とする。
- 上部工の温度変化、乾燥収縮、クリープ等の橋台への影響は、全て、支承で吸収するものと仮定する。
- 基礎杭は、施工に際して、支持層の確認を行ってから杭長及び支持力を決定することにする。
- ここでは既設計どおり杭長15mとし、その時の支持力は、 $R_t = 108.0$ (t/本)は期待できるものと仮定する。

(2) 橋脚

- 上部工架設は、ワーゲンによるカンチレバー工法を採用するものとする。
- 図-3参照
- 架設時は図-3に示すように仮支保工を併用してアンバランスモーメントが橋脚には伝わらないようにするものとする。
 - 上部工の温度変化、乾燥収縮、クリープ等の橋脚への影響は、全て支承で吸収するものとする。
 - 基礎杭は、施工に際して、支持層の確認を行ってから杭長及び支持力を決定するものとする。
 - ここでは、既設計どおり杭長15mとし、その時の支持力は $R_t = 108$ (t/本)は期待できるものとする。

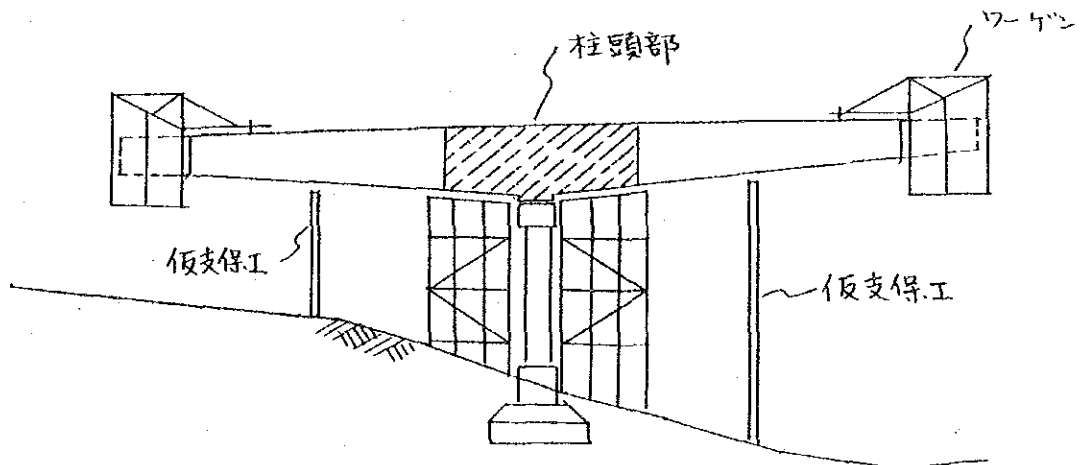


図-3

8 4 結 果

1. 橋 台

柱背面の土圧作用幅を3倍としたため、土圧力の増加に伴い、既設計を下記のように変更した。

○柱の付け根断面は、 $0.5\text{m} \times 1.6\text{m}$ を $0.5\text{m} \times 1.8\text{m}$ とし、配筋は、圧縮側主鉄筋 $\phi 20 \times 7$ 本を $\phi 25 \times 7$ 本に変更した。

○基礎工は、杭本数10本(2列 \times 5本)を14本(2列 \times 7本)に増やした。それに伴い、フーチング形状は $2.95\text{m} \times 7\text{m} \times 1.5\text{m}$ を $3.5\text{m} \times 9.3 \times 1.3 \sim 1.5\text{m}$ とした。

○フーチング配筋は橋軸方向下縁 $\phi 25\text{ct} 200\text{mm}$ を $\phi 29\text{ct} 200\text{mm}$ とした。

図-4参照

2. 橋 脚

○杭1本当たりの支持力照査の結果は、既設計の使用杭本数24本では不足した。

○したがって、杭本数24本(4列 \times 6本)を30本(5列 \times 6本)に増やした。それに伴いフーチング形状も $5.65\text{m} \times 8.35\text{m} \times 2.00\text{m}$ を $6.6\text{m} \times 7.95\text{m} \times 2.0\text{m}$ に変更した。

図-5参照

3. 設計見直し前後の下部工の形状の比較図を図-4、図-5に、見直し後の設計図を付図-1、-2、-3に示す。また、設計見直し前後の下部工の工事数量は、表-1に示すとおりである。

4. なお、本橋の杭支持力は、杭の支持層の確認がなされていないので、工事実施に際しては、補足のボーリング調査を行い杭長及び支持力を決定する必要がある。

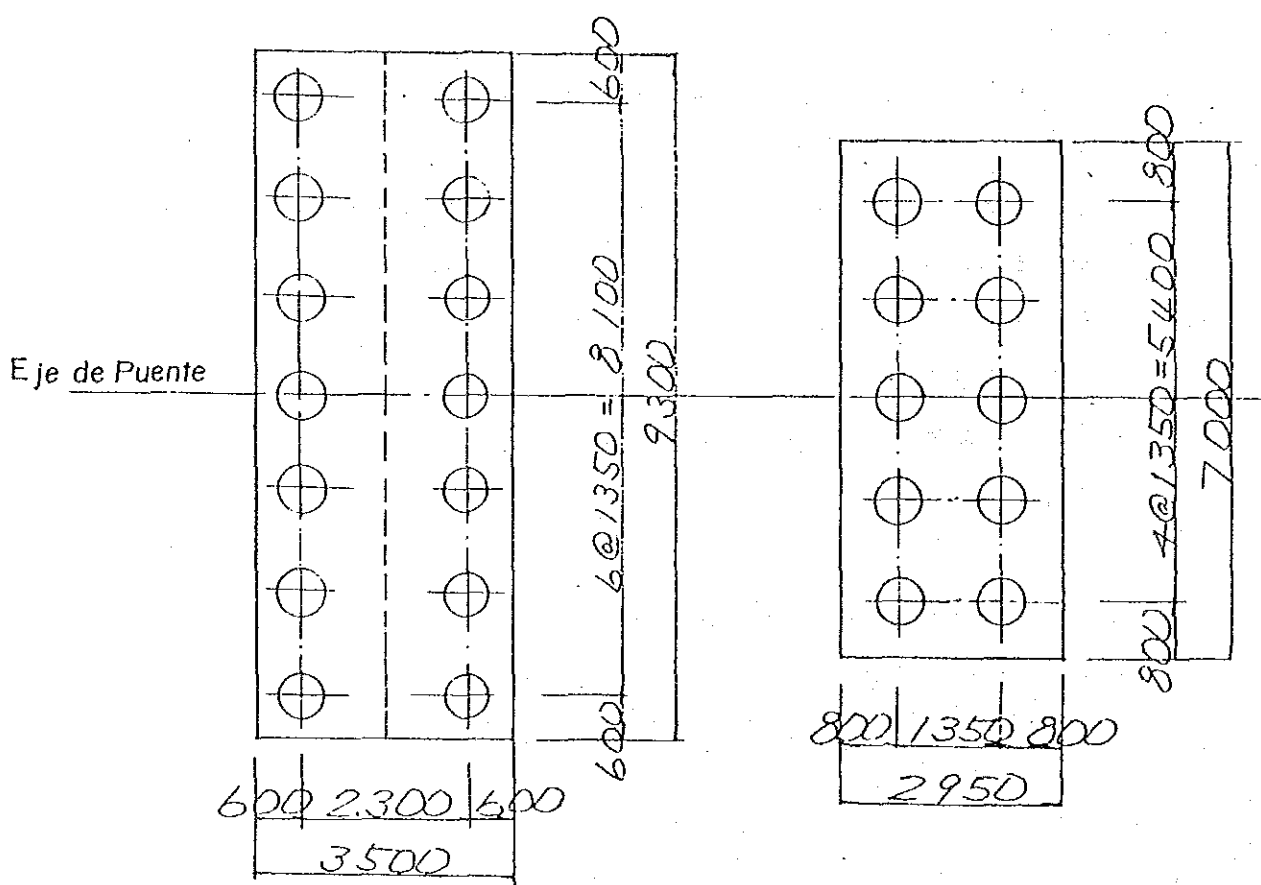
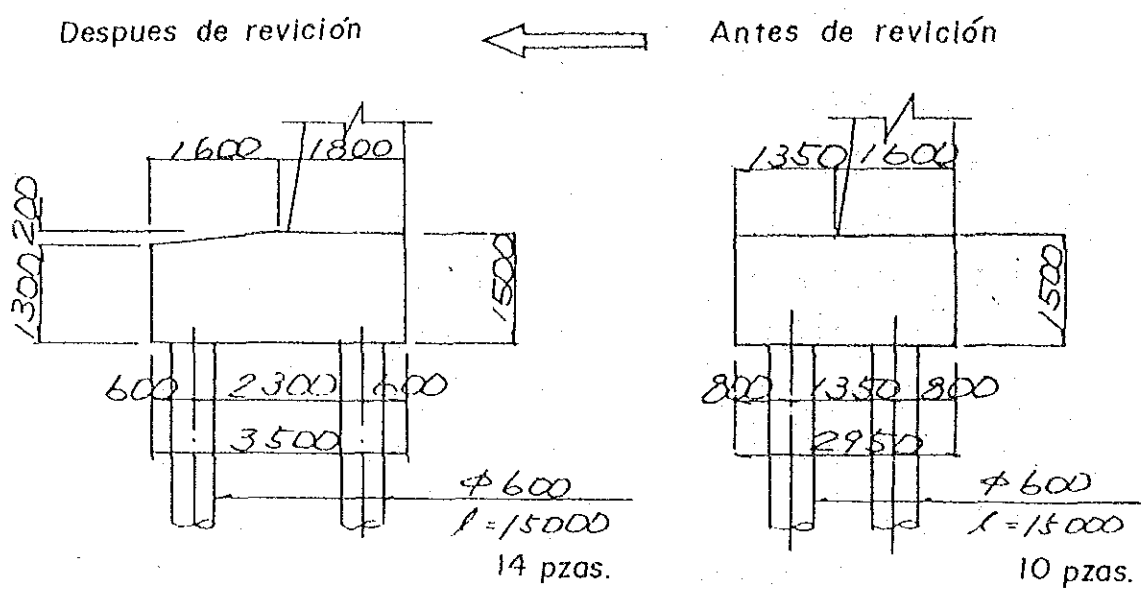
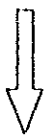
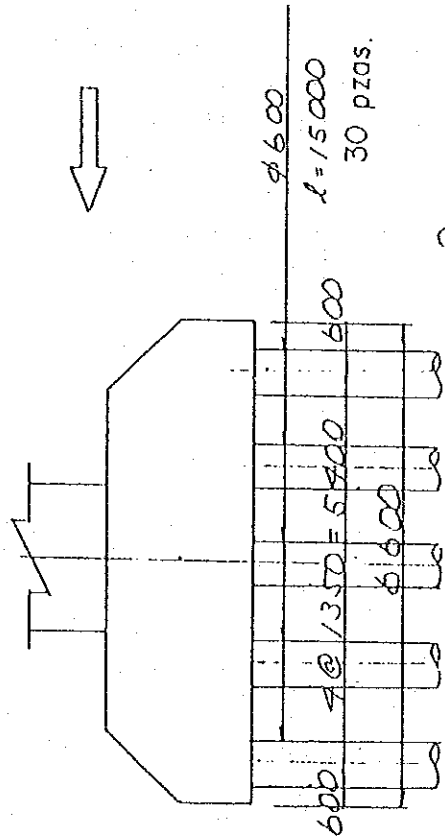
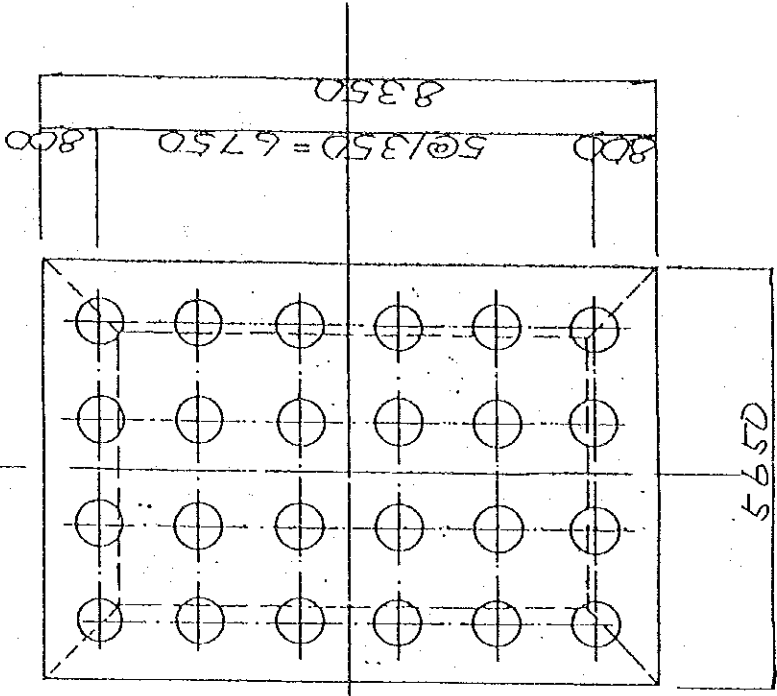
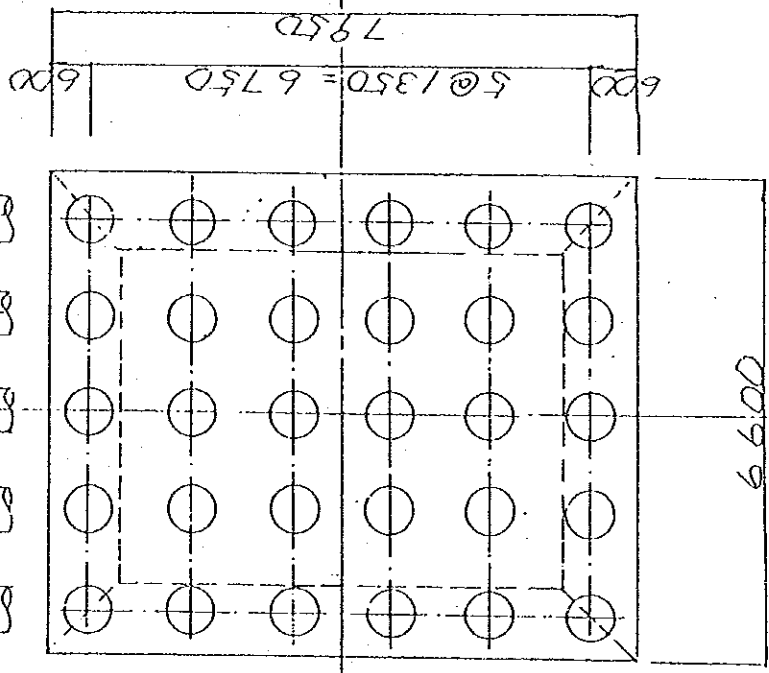
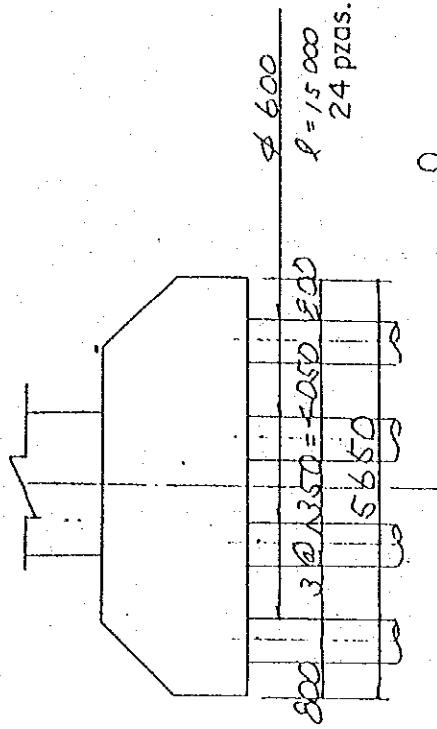


図-4 設計見直し前後の形状

Despues de revision



Antes de revision

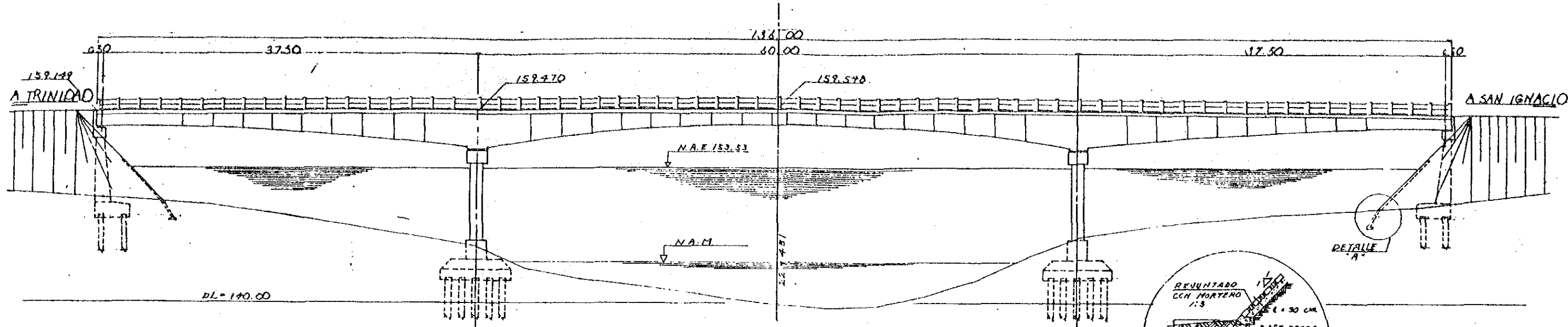


Eje del Puente

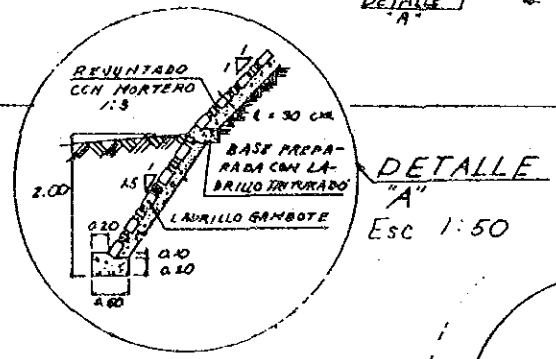
图-5 設計図見直し前後の橋脚形状

表1 下部工数量総括表

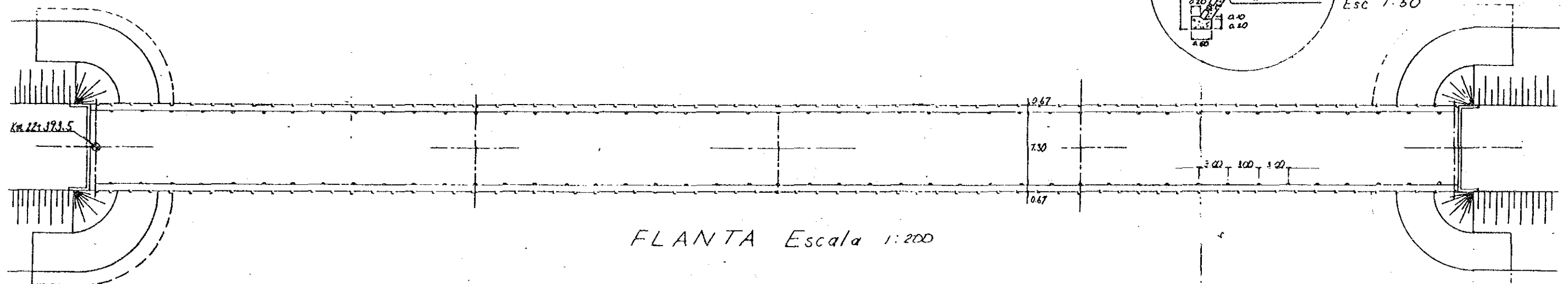
		単 位	数 量	
			見直し前	見直し後
1	掘 削	m ³	863.00	831.00
2	杭	m	1020.00	1320.00
3	コンクリート、タイプA	m ³	420.00	474.4
4	鉄 筋	kg	17694.00	19462.0
5	洗掘防止工	m ²	525.00	525.00
6	支 承	dm ³	157.50	157.50



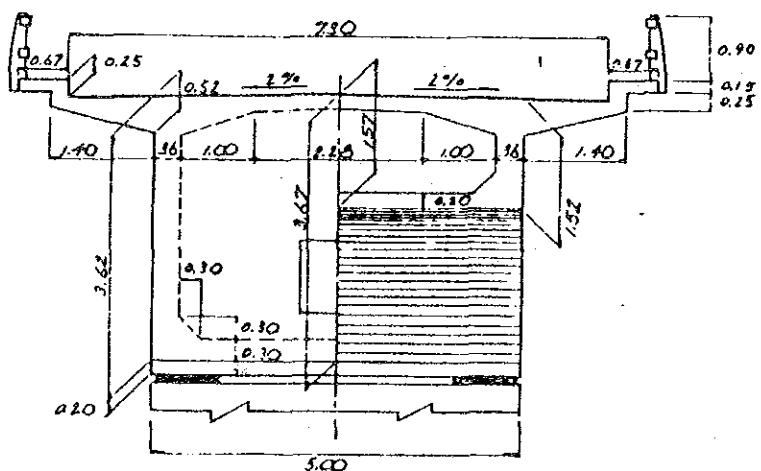
ELEVACION Escala 1:200



DETALLE "A" Esc 1:50



FLANTA Escala 1:200



SECCION TRANSVERSAL EN PILA Y CLAVE Escala 1:50

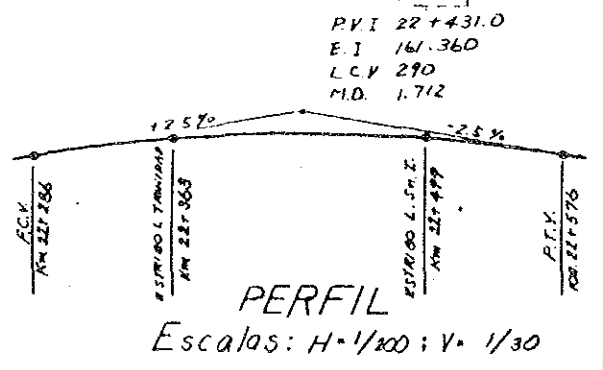
RESUMEN DE CANTIDADES.			
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
SUPERESTRUCTURA	1- Hormigon Simple R 350"	m ³	670
	2- Acero estructural para item 1	Kg	62,910.
	3- Cablaje para pretensado	mL	2,490.
	4- Barandado	mL	272
	5- Tubos de drenaje Ø 4"	mL	48.
	6- Juntas de dilatacion	mL	1,462
INFRAESTRUCTURA	1- Excavacion comun	m ³	831.2
	2- pilotaje	mL	1,320.0
	3- Hormigon Simple tipo A	m ³	770.4
	4- Acero estructural para item 3	Kg	19,442.0
	5- Pedraplen (espesor 0.30 m)	m ²	523.0
	6- Aparatos de apoyo	dml ³	157.5

NOTAS

- 1- Tipo de carga: Camion HS-20 AA'HTO-77.
- 2- Superestructura: Dorsalos en voladizos sucesivos vaciados en sitio y pretensados.
- 3- Infraestructura: Pila de hormigon armado y pilotaje.
- 4- Barandado tipo S.N.C.P-3.
- 5- Aparatos de apoyo de neopreno tipo computo.
- 6- Dimensiones en metros.

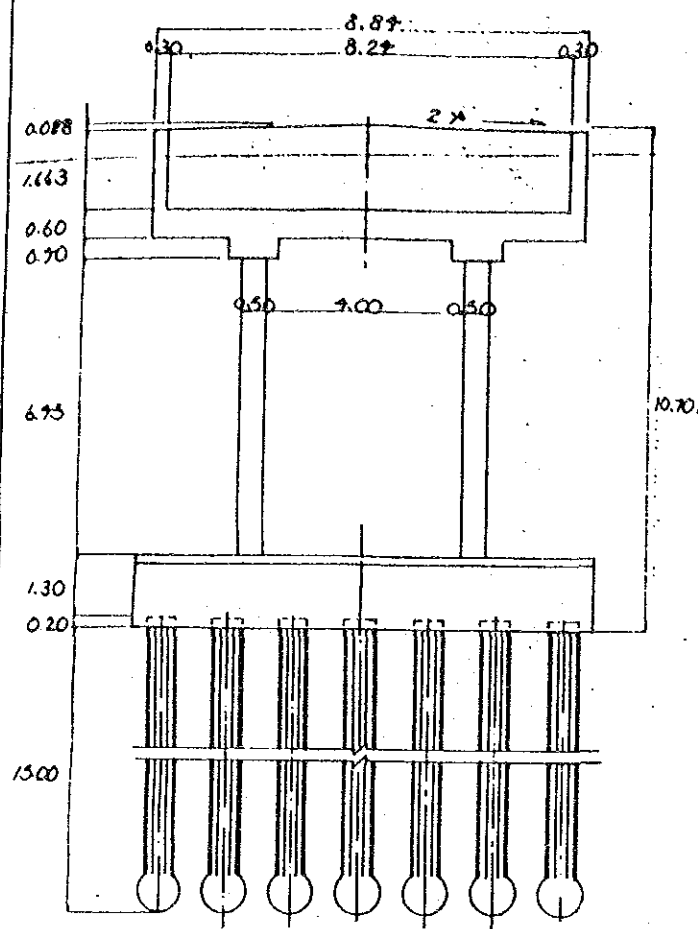
REFERENCIAS

Topografía proporcionada por distrito B en D-9.
 Estudio de suelos proporcionado por el laboratorio de suelos del S.N.C.

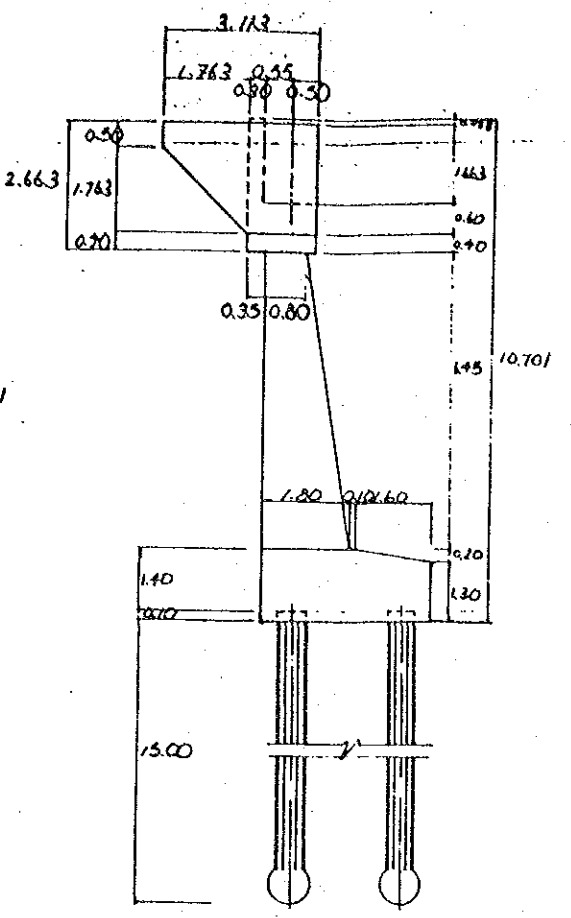


PERFIL Escalas: H=1/200; V=1/30

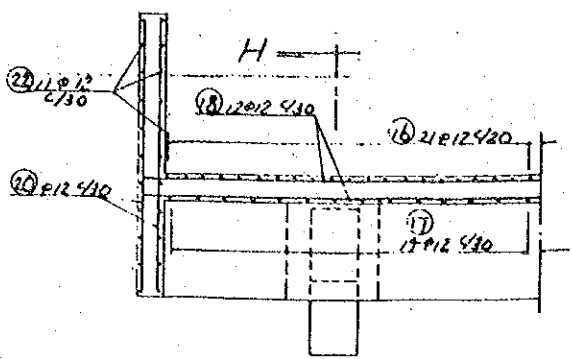
付図-1 橋梁一般図



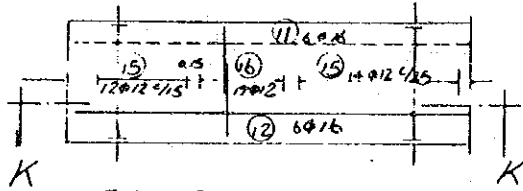
ELEVACION Esc. 1:75



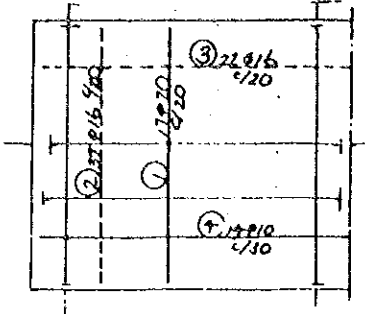
VISTA LATERAL Esc. 1:75



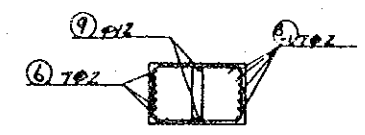
SECCION F-F Esc. 1:90



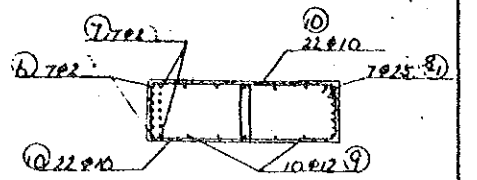
SECCION E-E Esc. 1:90



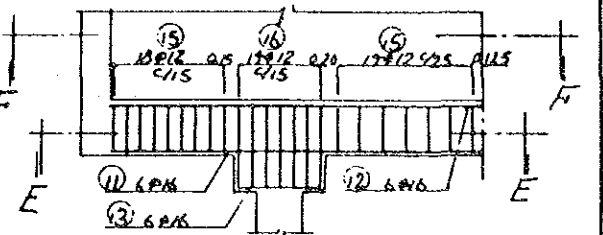
SECCION G-G Esc. 1:90



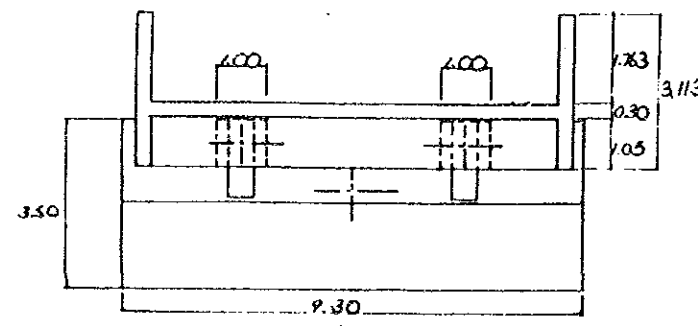
SECCION J-J Esc. 1:30



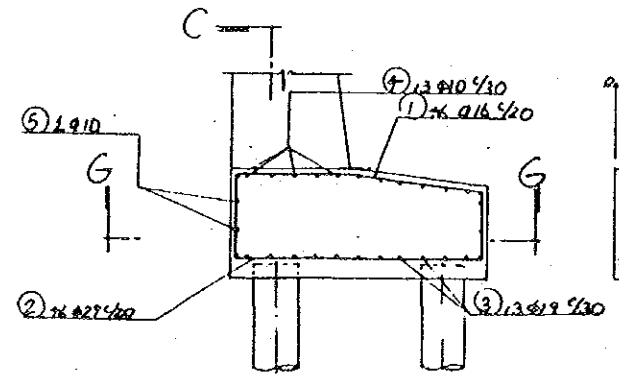
SECCION I-I Esc. 1:30



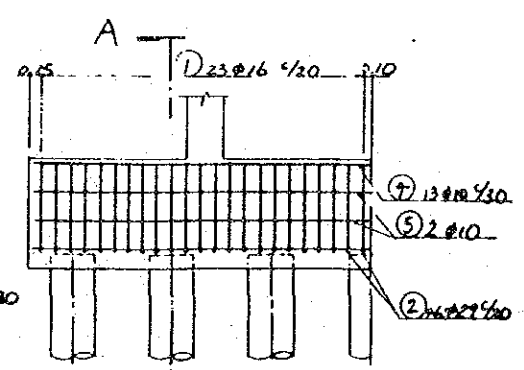
SECCION K-K Esc. 1:90



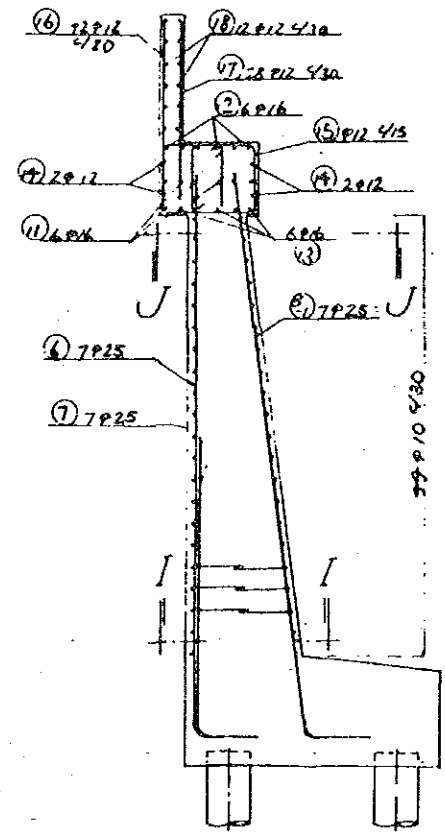
PLANTA Esc. 1:75



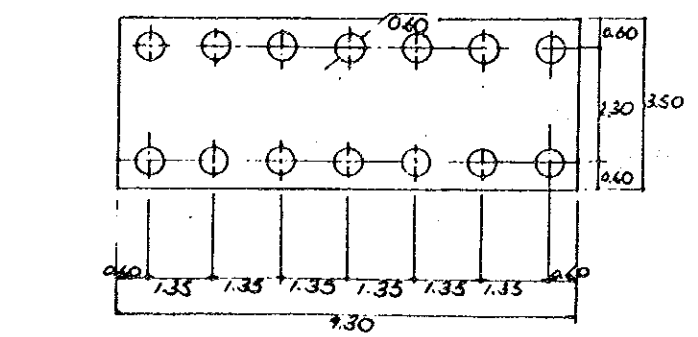
SECCION A-A Esc. 1:50



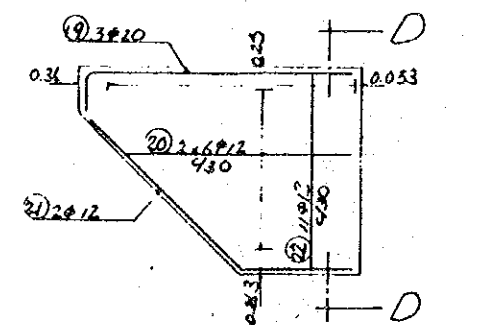
SECCION C-C Esc. 1:50



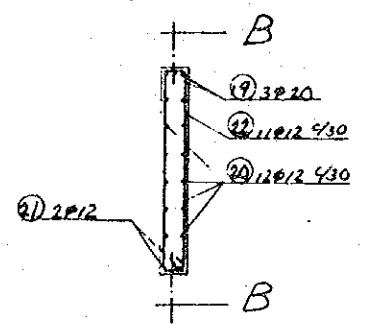
SECCION H-H Esc. 1:50



CABEZAL PILOTES Esc. 1:75



SECCION B-B Esc. 1:40



SECCION D-D Esc. 1:40

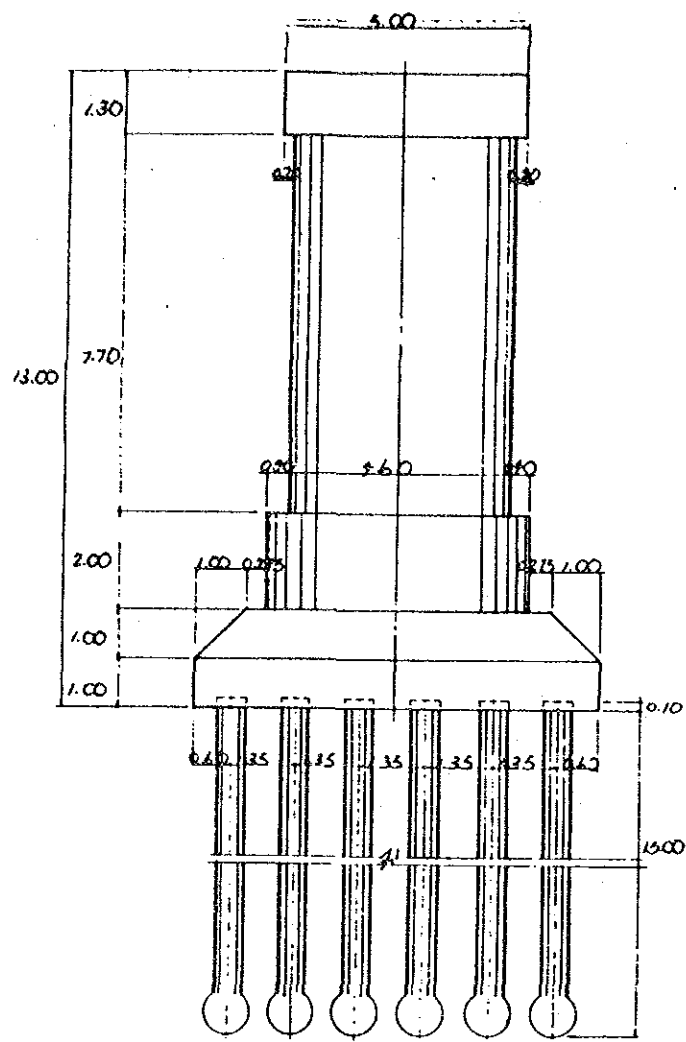
NOTAS

- 1- Tipo de carga: Camion HS-20 AASHTO -77
- 2- Estribos de hormigon tipo "A" con resistencia cilindrica caracteristica de 210 kg/cm² a los 28 dias.

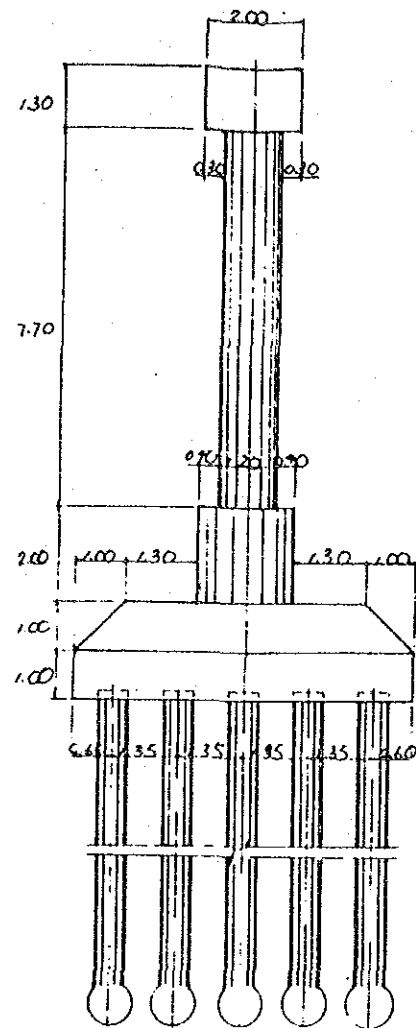
CANTIDADES.

- 1- HORMIGON SIMPLE TIPO "A" UN ESTRIBO 71.0 m³
- 2- ACERO ESTRUCTURAL CIN ESTRIBO 4162.0 kg
- 3- HORMIGON SIMPLE TIPO "B" UN PILOTE 7905 m³
- 4- ACERO ESTRUCTURAL UN PILOTE 1498 kg
- 5- NEOPRENO TIPO COMPLESTO. 2 (50 x 25 x 7.5 " ")

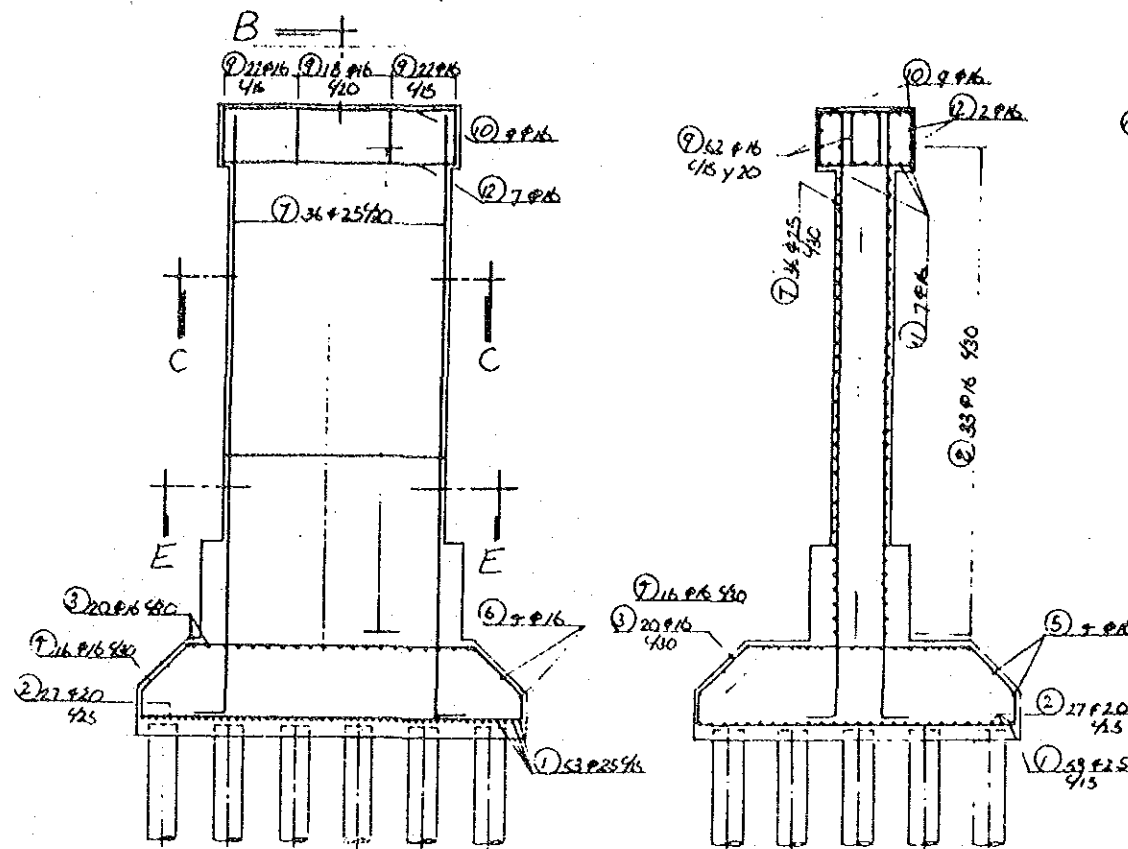
付図-2 橋台配筋図



ELEVACION Esc. 1:75

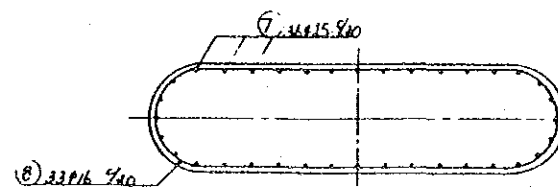


VISTA LATERAL Esc. 1:75

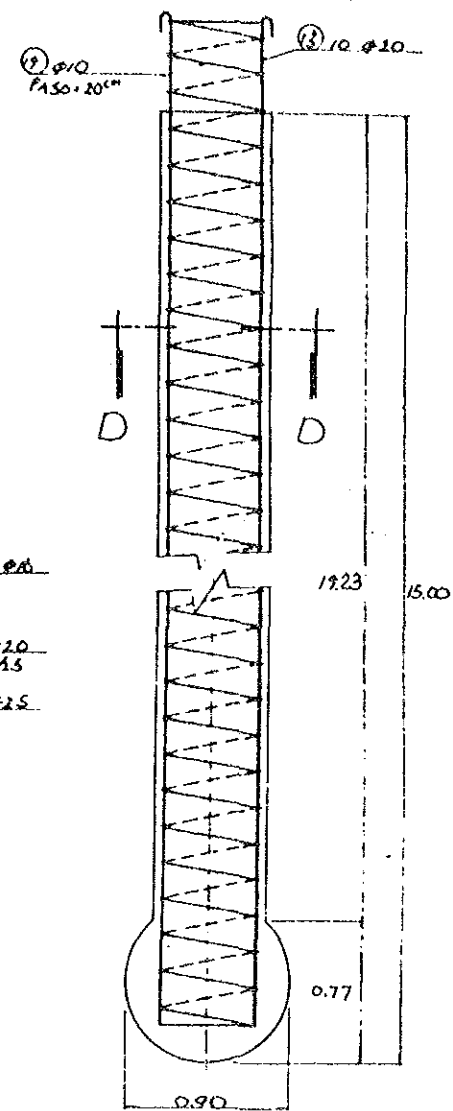


SECCION A-A Esc. 1:75

SECCION B-B Esc. 1:75

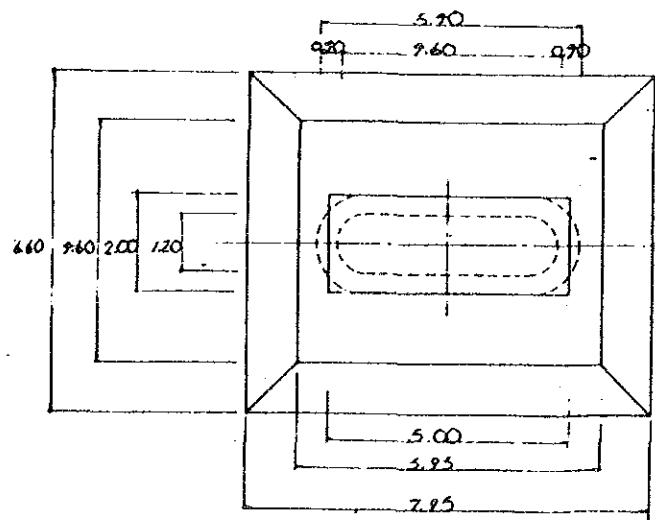


SECCION C-C y E-E Esc. 1:40

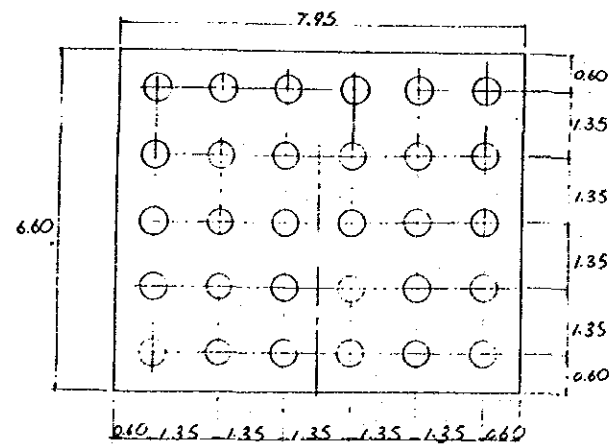


PILOTE TIPO Esc. 1:20

SECCION D-D



PLANTA Esc. 1:75



PLANTA CABEZAL PILOTE Esc. 1:75

NOTAS.

- 1.- Pilas de hormigon Armado Tipo "A" con resistencia cilíndrica característica de 210 kg/cm² a los 28 días
- 2.- Pilote tipo FRANKI o similar de hormigon armado tipo "B" con resistencia cilíndrica característica de 180 kg/cm² a los 28 días.
- 4.- Acero estructural de alta resistencia con límite de fluencia de 4200 kg/cm².

CANTIDADES.

1.- HORMIGON SIMPLE TIPO "A" PARA UNA PILA	165	m ³
2.- ACERO ESTRUCTURAL PARA UNA PILA	5569	kg
3.- HORMIGON SIMPLE TIPO "B" PARA UN PILOTE	1.705	m ³
4.- ACERO ESTRUCTURAL PARA UN PILOTE	779.8	kg
5.- NEOPRENO TIPO COMPUESTO -2(150x50x4.50 cm)		dm ³

サンボルハ〜トリニダ道路改良調査

橋台設計見直し計算書

(Tijamuchi橋)

平成1年1月

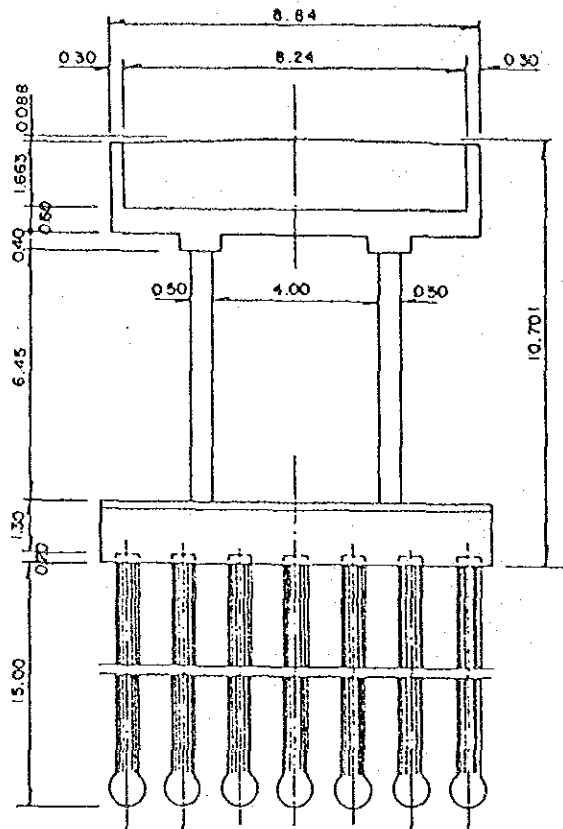
目 次

設計見直しの前提条件	1-1
§ 1 構造図	1-2
§ 2 荷重条件	1-3
§ 3 安定計算	1-4
§ 4 梁の設計	1-12
§ 5 柱の設計	1-14
§ 6 フーチングの設計	1-16

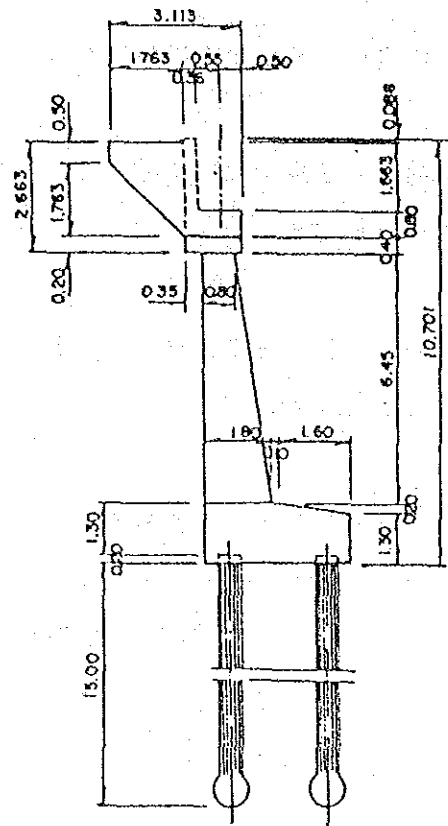
設計見直しの前提条件

- 柱に作用する背面土圧の作用幅は、柱幅の3倍とする。
- 上部工の温度変化、乾燥、収縮、クリープ等の影響は、全て支承で吸収してしまうものと仮定する。
- 基礎ぐいは、施工に際して、支持層の確認を行ってから、杭長及び支持力を決定することにする。
- ここでは既設計どおり杭長15mとし、その時の支持力は、 $R_t = 108.0$ (t/本)は、期待できるものとする。

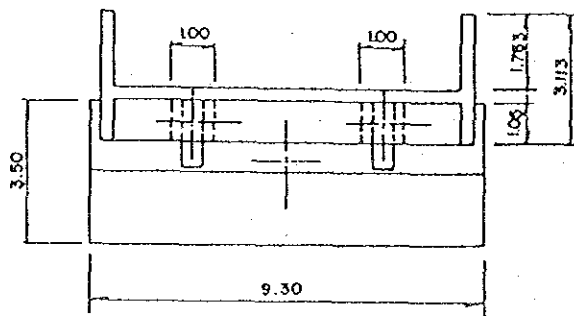
§ 1 構造図



ELEVACION



VISTA LATERAL



PLANTA

§ 2 荷重条件

Diseño de Fuerzas para Superestructura

a) Reacción de la Superestructura	
Carga Muerta (D)	60.15t
Carga Viva (L+I)	70.54t
Reacción Total	130.687t
b) Fuerza Longitudinal por carga viva	
Fuerza Longitudinal (F)	7.66t
c) Fuerza del viento sobre la Superestructura (W)	
Fuerza Transversal	11.58t
Fuerza Longitudinal	4.39t
d) Fuerza del viento sobre la carga viva (WL)	
Fuerza Transversal	10.8t
Fuerza Longitudinal	4.32t

8 3 安定計算

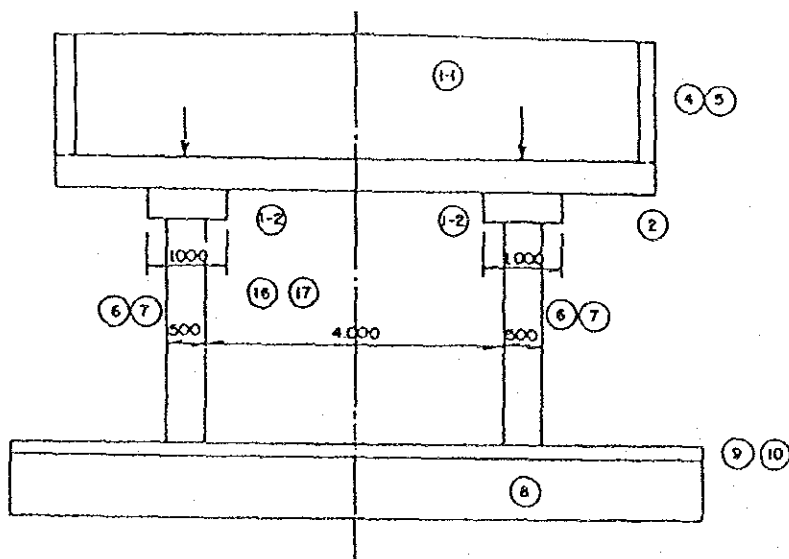
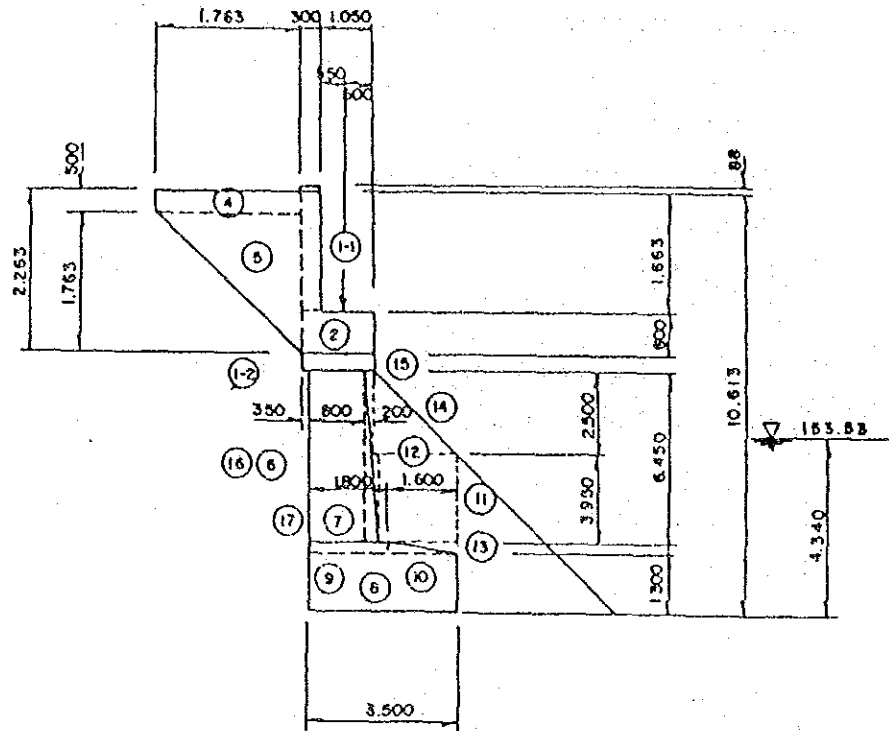


Tabla - 1

		V	X	V-X
1-1	8.84x(1.75+1.663)x1/2 x0.3x2.4	10.862	3.700	40.189
1-2	0.40x1.35x1.00x2.4x2	2.592	3.175	8.230
2	8.84x0.60x1.35x2.4	17.189	3.175	54.562
3	(1.05x1.663x0.3)x2x2.4	2.514	3.025	7.605
4	(1.763x0.50x0.3)x2x2.4	1.269	4.732	6.005
5	(1/2x1.763x1.763x0.3)x2x2.4	2.238	4.438	9.932
6	(0.80x6.45x0.50)x2x2.4	12.384	3.100	38.390
7	(1/2x1.0x6.45x0.50)x2x2.4	7.740	2.367	18.321
8	1.30x9.30x3.50x2.4	101.556	1.750	177.723
9	1.70x0.20x9.30x2.4	7.589	2.650	20.111
10	1/2x0.20x2.10x9.30x2.4	4.018	1.200	4.822
11	1.70x9.30x3.95x1.8	112.409	0.850	95.548
12	(0.61x9.30x3.95x1.8)x1/2	20.167	1.903	38.378
13	(1.80x0.20x9.30x1.8)x1/2	3.013	0.600	1.808
14	1/2x2.39x2.50x9.30x1.8	50.011	1.593	79.668
15	1/2x0.20x2.50x9.30x1.8	4.185	2.567	10.743
16	0.80x6.85x8.30x1.8	81.871	3.100	253.800
17	1/2x1.00x6.85x8.30x1.8	51.170	2.366	121.068
Peso Total del Hormigón y del Suelo		492.772		986.903
-6	1.257x3.50x0.5x1.00x2	4.400	2.871	12.632
-7	0.543x3.50x0.5x1.00x2x1/2	0.950	2.062	1.959
-8	1.30x9.30x1.50x1.00	42.315	1.750	74.051
-9	1.90x0.20x9.30x1.00	3.534	2.550	6.084
-10	1/2x0.20x1.60x9.30x1.00	1.488	1.067	1.588
-11	1.70x9.30x3.50x0.9	49.802	0.850	42.332
-12	0.543x9.30x3.50x0.9x1/2	7.953	1.780	14.156
-13	1.60x0.20x9.30x0.9x1/2	1.339	0.533	0.714
-16	1.207x3.50x8.30x0.9	31.557	2.871	90.600
-17	1/2x0.543x3.50x8.30x0.9	7.098	2.062	14.636
Subpresión Total		-150.436		-258.752
Resultante del Peso del Hormi- gón, Suelo y Subpresión		342.336		728.151

Punto de Acción de la resultante

1) Peso del Hormigón y del Suelo

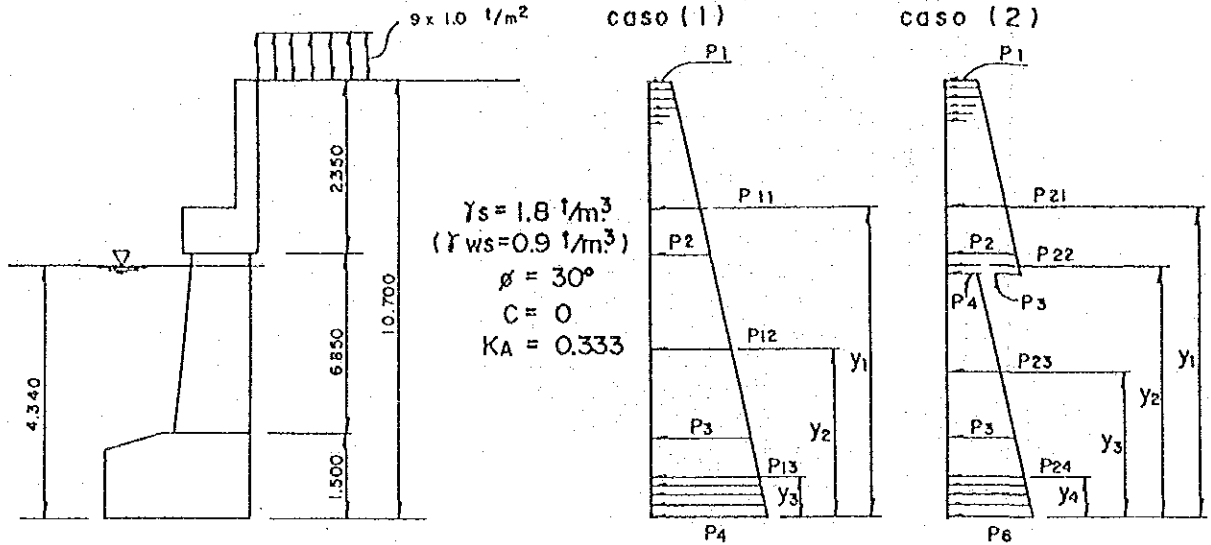
$$X = \frac{986.903}{492.772} = 2.002m(-0.252m)$$

2) Peso del Hormigón y del Suelo + Subpresión

$$X = \frac{728.151}{342.336} = 2.127m(-0.377m)$$

4) Presión de la tierra (E)

Presión de la tierra



Caso (1) sin agua

Presión de la tierra a diferentes profundidades

$$\begin{aligned}
 p_1 &= (\gamma \cdot Z + q) \cdot K_A = 1.0 \times 0.333 &= 0.333 \text{ t/m} \\
 p_2 &= (1.8 \times 2.35 + 1.0) \times 0.333 &= 1.742 \text{ t/m} \\
 p_3 &= (1.8 \times 9.20 + 1.0) \times 0.333 &= 5.847 \text{ t/m} \\
 p_4 &= (1.8 \times 10.70 + 1.0) \times 0.333 &= 6.747 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

(Empujes de tierra)

$$\begin{aligned}
 P_{11} &= 1/2 \cdot (P_1 + P_2) \cdot h \cdot L \\
 &= 1/2 \cdot (0.333 + 1.742) \times 2.35 \times 8.84 &= 21.553 \text{ t} \\
 P_{12} &= 1/2 \times (1.742 + 5.847) \times 6.85 \times (0.5 \times 3) \times 2 &= 77.977 \text{ t} \\
 P_{13} &= 1/2 \times (5.847 + 6.747) \times 9.30 \times 1.50 &= 87.843 \text{ t}
 \end{aligned}$$

(Punto de aplicación del empuje a partir de la base de la zapata)

$$\begin{aligned}
 Y_1 &= \frac{2.35 \times (2 \times 0.333 + 1.742)}{3 \times (0.333 + 1.742)} + (6.85 + 1.50) &= 9.259 \text{ m} \\
 Y_2 &= \frac{6.85 \times (2 \times 1.742 + 5.847)}{3 \times (1.742 + 5.847)} + 1.5 &= 4.307 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$Y3 = \frac{1.50 \times (2 \times 5.847 + 6.747)}{3 \times (5.847 + 6.747)} = 0.732m$$

Caso (2) con agua

Presión de la tierra a diferentes profundidades

$$p1 = 0.333t/m^2$$

$$p2 = 1.742t/m^2$$

$$p3 = (1.8 \times 5.70 + 1.0) \times 0.333 = 3.750t/m^2$$

$$p4 = (0.9 \times 5.70 + 1.0) \times 0.333 = 2.041t/m^2$$

$$p5 = (0.9 \times 9.20 + 1.0) \times 0.333 = 3.090t/m^2$$

$$p6 = (0.9 \times 10.70 + 1.0) \times 0.333 = 3.540t/m^2$$

Empujes de tierra

$$P21 = P11 = 21.553t$$

$$P22 = 1/2 \times (1.742 + 3.750) \times 3.35 \times (0.5 \times 3) \times 2 = 27.597t$$

$$P23 = 1/2 \times (2.041 + 3.09) \times 3.50 \times (0.5 \times 3) \times 2 = 26.938t$$

$$P24 = 1/2 \times (3.090 + 3.540) \times 1.5 \times 9.30 = 46.244t$$

(Punto de aplicación del empuje a partir de la base de la zapata)

$$Y1 = 9.259m$$

$$Y2 = \frac{3.35 \times (2 \times 1.742 + 3.75)}{3 \times (1.742 + 3.75)} + 5.00 = 6.471m$$

$$Y3 = \frac{3.35 \times (2 \times 2.041 + 3.090)}{3 \times (2.041 + 3.090)} + 1.50 = 3.131m$$

$$Y4 = \frac{1.50 \times (2 \times 3.09 + 3.54)}{3 \times (3.09 + 3.54)} = 0.733m$$

Fuerza horizontal y Momento flector debido a la
Presión de tierra.

Caso (1) sin agua

$$H = P11+P12+P13$$

$$= 21.553+77.977+87.843 = 187.373t$$

$$M = 21.553 \times 9.259 + 77.977 \times 4.301 + 87.843 \times 0.732 = 599.239t.m$$

Caso (2) con agua

$$H = 21.553+27.597+26.938+46.244 = 122.312t$$

$$M = 21.553 \times 9.259 + 27.597 \times 6.471 + 26.938 \times 3.131 +$$

$$46.244 \times 0.733 = 496.379m$$

Tabla 2

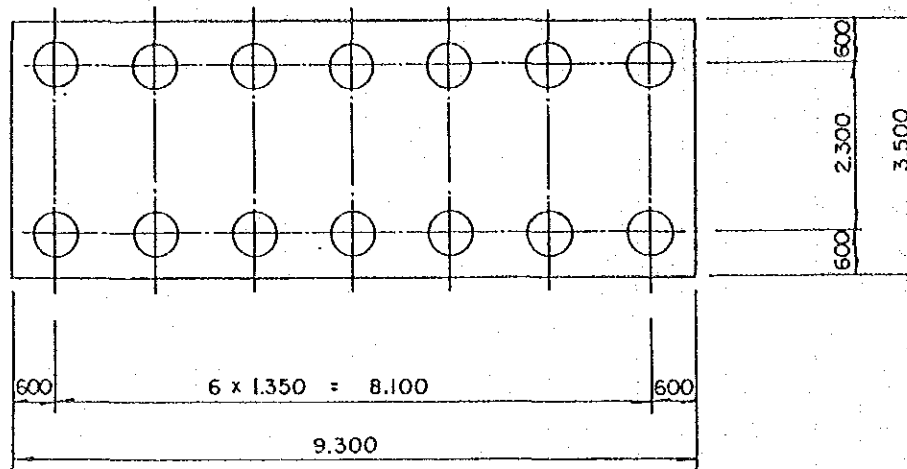
5) Fuerza total y combinación de carga en el punto " C "

(C: Centro de parte inferior de zapata)

	Longitudinal							Transversal	
	N (t)	H (t)	X (m)	Y (m)	M (t·m)		H (t)	M=HY (t·m)	
					N·X	H·Y			
Peso propio estribo (D+B)	(492.772) 342.336		(-0.252) -0.377		(-124.178) -129.061				
Reaccion (D)	60.15		-1.25		-75.188				
Superestructura (L+I)	70.54		-1.25		-88.175				
Fuerza longitudinal (CF)		7.66		9.10		69.706			
Fuerza de viento (W)		4.39		9.10		39.949	11.58	113.252	
Fuerza de viento (WL)		4.32		9.10		39.312	10.80	105.624	
Empuje de tierra (E)		(187.373) 122.312				(589.239) 486.379			
Grupo I J=100%	(623.462)	(195.033)				(439.822)			
D+(L+I)+CF+E+B	473.042	129.972				332.073			
Grupo II J=125%	(552.922)	(191.763)				(439.822)			
D+E+B+W	402.502	126.702				332.073	11.58	113.252	
Grupo III J=125%	(623.462)	(200.670)				(432.702)			
D+(L+I)+CF+E+B+03W+WL	473.042	135.609				324.952	10.80	105.624	

Nota: N:Carga axial. H:Fuerza horizontal. M:Momento de flexion
 Valores en () * no incluye fuerza boyante.
 J=Porcentaje de esfuerzo unitario basico.

b) Distribución de los Pilotes



$$\phi = 23.96^\circ$$

$$E = 1 - 23.96 \times \frac{(7-1) \times 2 + (2-1) \times 7}{90 \times 7 \times 2} = 0.64$$

Por consiguiente, la capacidad de carga de cada pilote (R_a) es:

$$R_a = R \cdot E = 108.22 \times 0.64 = 69.3t$$

Verificación de la estabilidad

$$P = \frac{N}{n} + \frac{M_x \cdot y}{I_x} + \frac{M_y \cdot x}{I_y}$$

Donde:

P = Carga vertical (máxima o mínima) sobre cada pilote (t)

N = Carga axial (t)

M = Momento (t·m)

n = Número de pilotes

$I_x(I_y)$ = Momento de Inercia del grupo de pilotes respecto al eje $x(y)$

$$I_x = 7 \times (1.15)^2 \times 2 = 18.515m^4$$

$$I_y = \{2 \times (4.05)^2 + 2 \times (2.70)^2 + 2 \times (1.35)^2\} \times 2 = 102.060m^4$$

$x(y)$ = Distancia desde el eje $x(y)$ al pilote (m)

Grupo I

$$(B \neq 0) \begin{array}{l} P_{\max} \\ P_{\min} \end{array} = \frac{473.042}{14} + \frac{273.655 \times 1.15}{18.515} = \begin{array}{l} 50.8t \\ 16.8t \end{array} < P_a = 69.3t$$

$$(B=0) \begin{array}{l} P_{\max} \\ P_{\min} \end{array} = \frac{623.462}{14} + \frac{381.404 \times 1.15}{18.515} = \begin{array}{l} 68.2t \\ 20.8t \end{array} < P_a = 69.3t$$

Grupo II

$$(B \neq 0) \begin{array}{l} P_{\max} \\ P_{\min} \end{array} = \frac{420.502}{14} + \frac{332.073 \times 1.15}{18.515} + \frac{113.252 \times 4.05}{102.060} = \begin{array}{l} 53.9t \\ 3.7t \end{array} < 69.3 \times 1.25 = 86.6t$$

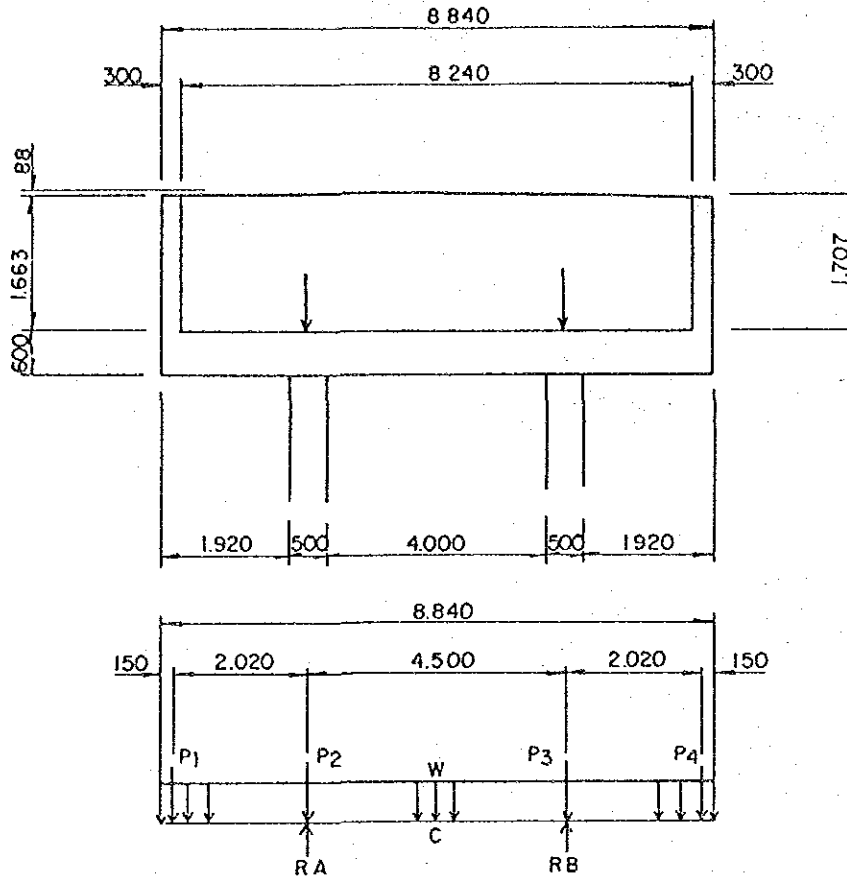
$$(B=0) \begin{array}{l} P_{\max} \\ P_{\min} \end{array} = \frac{552.922}{14} + \frac{439.822 \times 1.15}{18.515} + \frac{113.252 \times 4.05}{102.060} = \begin{array}{l} 71.3t \\ 7.7t \end{array} < 69.3 \times 1.25 = 86.6t$$

Grupo III

$$(B \neq 0) \begin{array}{l} P_{\max} \\ P_{\min} \end{array} = \frac{473.042}{14} + \frac{324.952 \times 1.15}{18.515} + \frac{105.624 \times 4.05}{102.060} = \begin{array}{l} 58.2t \\ 9.4t \end{array} < 69.3 \times 1.25 = 86.6t$$

$$(B=0) \begin{array}{l} P_{\max} \\ P_{\min} \end{array} = \frac{623.462}{14} + \frac{432.702 \times 1.15}{18.515} + \frac{105.624 \times 4.05}{102.060} = \begin{array}{l} 75.6t \\ 13.4t \end{array} < 69.3 \times 1.25 = 86.6t$$

§ 4 梁の設計



$$W = 1.707 \times 0.30 \times 2.4 + 0.60 \times 1.35 \times 2.4 = 3.173 \text{ t/m}$$

$$P1 = 1.663 \times 0.3 \times 1.05 \times 2.4$$

$$P2 = 130.687 \times 1/2 = 65.34 \text{ t}$$

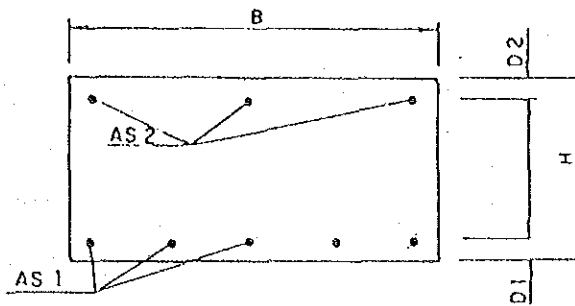
$$RA = RB = 3.173 \times 8.24 \times 1/2 + 1.257 + 65.34 = 79.670 \text{ t}$$

$$MA = (P1 \cdot a + \frac{w l^2}{2}) = - (1.257 \times 2.020 + \frac{3.173 \times 2.17^2}{2})$$

$$= - 10.010 \text{ t.m}$$

$$Mc = P1 \times 1/2 \times 4.50 - P1 \times (2.02 + 4.5/2) + 3.173$$

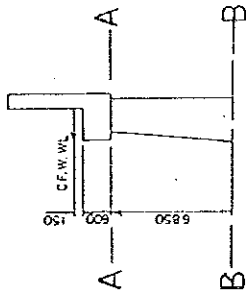
$$\times (2.17 + 4.5/2) \times 2.25 - \frac{3.173 \times 4.42^2}{2} = - 1.978 \text{ t.m}$$



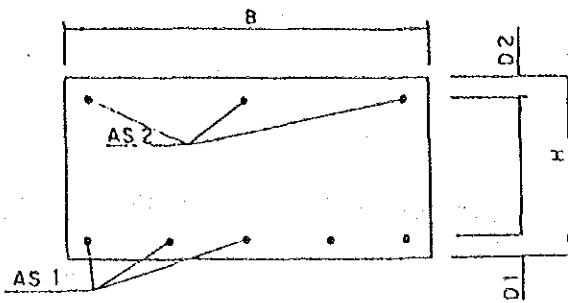
	Unidad		
M	t.m.	10.01	
N	t	-	
S	t	-	
B	cm.	135.	
H	cm.	60	
D ₁	cm.	6	
D ₂	cm.	-	
As ₁	cm ²	∅ 16 - 6 Pzas. 12.066	
As ₂	cm ²	-	
D	cm.	54	
NP	Kg/cm ²	0.024827	
MD/BD ²	Kg/cm ²	254	
S/BD	Kg/cm ²	-	
C		10.7	
S		647	
F _c	Kg/cm ²	27.3	
F _s	Kg/cm ²	1,644.5	
V	Kg/cm ²	-	
F _{ca}	Kg/cm ²	80	80
F _{sa}	Kg/cm ²	1680	1680
V _a	Kg/cm ²	3.65	3.65

Donde : F_c : Tensión de compresión M : Momento flector
 F_s : Tensión de tracción N : Carga axial
 V : Tensión de corte S : Fuerza de corte
 F_{ca} : Tensión admisible de compresión As₁ : Acero de refuerzo
 F_{sa} : Tensión admisible de tracción As₂ : Acero de refuerzo
 V_a : Tensión admisible de corte

§ 5 柱の設計



	A - A						B - B						
	N (t)	H (t)	X	Y	M (t·m)		N (t)	H (t)	X	Y	M (t·m)		
					NX	HY					NX	HY	
Pesopropio	D+B	36.66	-0.65			-23.829	(86.70)		-0.63			(-54.621)	
Reaccion Super estructura	D	60.15	0.10			6.015	81.21		-0.67			-54.410	
Fueza longitudinal	CF	70.54	0.10			7.054	70.54		-0.4			-28.216	
Fueza de viento	W				1.15			7.66			7.60		58.216
Fueza de viento	WL				1.15			4.39			7.60		33.364
Empuja de tierra	E				0.91			4.32			7.60		32.832
Grupo I		167.350	29.213			17.662	(21.739)	(99.53)				(385.962)	
Grupo II		96.810	25.943			6.848	211.900	76.08				299.877	
Grupo III		167.350	34.850			24.144	(146.850)	(107.19)				(340.326)	
							141.360	83.74				303.244	
							(217.390)	(112.827)				(379.803)	
							211.900	89.377				342.721	

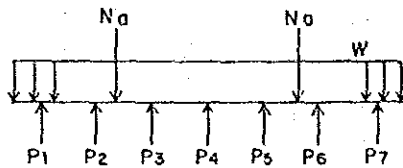
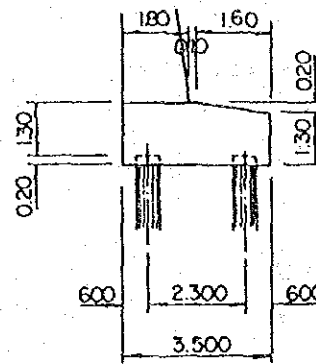
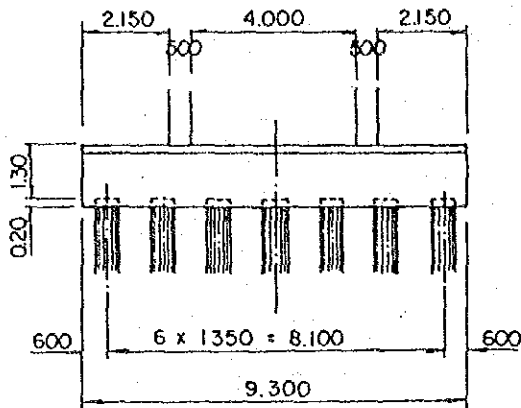


	Unidad	Grupo I		
		A - A	B - B	B - B
M	t.m.	8.831	168.481	149.939
N	t	83.675	108.695	105.950
S	t	14.606	53.595	41.870
B	cm	50.000	50.000	50.000
H	cm	80.000	180.000	180.000
D ₁	cm		9.400	9.400
D ₂	cm		9.400	9.400
A _{s1}	cm ²		71.400	71.40
A _{s2}	cm ²		35.700	35.70
D	cm		170.600	170.60
NP	Kg/cm ²			
M/BD ²	Kg/cm ²			
S/BD	Kg/cm ²			
G				
K				
F _c	Kg/cm ²	Todo tension	65.6	59.1
F _t	Kg/cm ²	de Compresion	939.0	791.0
V	Kg/cm ²		6.3	4.9
F _{ca}	Kg/cm ²	80.00	80.00	80.00
F _{ta}	Kg/cm ²	1680.00	1680.00	1680.00
V _a	Kg/cm ²	3.365	3.365	3.365

Donde: F_c : Tension de compresion M : Momento tlector
 F_t : Tension de traccion N : Carga axial
 V : Tension de corte S : Fuerza de corte
 F_{ca} : Tension admisible de compresion A_{s1} : Acero de refuerzo
 F_{ta} : Tension admisible de traccion A_{s2} : Acero de refuerzo
 V_a : Tension admisible de corte

8.6 フーチングの設計

1) En Direccion Transversal al Eje del Puente



$$N_a = 65.345 + 55.235 \times 1/2 = 92.96^t$$

(B≠0)

$$W = (360.161 - 55.235) \times 1/9.30 = 32.79$$

(B=0)

$$W = (490.249 - 55.235) \times 1/9.30 = 96.78$$

$$P_i = \left(\frac{N}{n} \pm \frac{MX_i}{I_y} \right) \times 2$$

$$n \cdot P = \frac{N}{n} \pm \frac{MY_i}{IX}$$

N = Carga axial (t.)

n = Numero de pilotes

M = Momento Flector (t.m.)

I_y = Momento de inercia con respecto al eje "Y" (m²)

I_x = Momento de inercia con respecto al eje "X" (m²)

X_i = Distancia desde el eje axial "Y" al pilote (m)

Y_i = Distancia desde el eje axial "X" al pilote (m)

TABLA - 3

FUERZA AXIAL DE LA COLUMNA

=====

		Na.	Nb.
Fuerza axial	D	30.075	30.075
	L+I	35.270	35.270
Peso Propio de la columna	D	28.390	28.390
	B	- 2.675	- 2.675
Fuerza de Viento	W	21.307	-21.307
	WL	19.872	-19.872
Grupo I J = 100% D + (L + I) + B	B ≠ 0	91.060	91.060
	B = 0	93.375	93.375
Grupo II J = 125% D + W + B	B ≠ 0	77.097	34.483
	B = 0	79.772	37.158
Grupo III J = 125% D+(L+I)+ B + 0.3W + WL	B ≠ 0	117.324	64.796
	B = 0	119.999	67.471
Peso Propio de la zapata	D	46.880 t/m	
	B	15.600 t/m	

Tabla 4

REACCION DE PILOTE

=====

Unidad: ton.

		P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Grupo I	B ≠ 0	67.577	67.577	67.577	67.577	67.577	67.577	67.577
	B = 0	89.066	89.066	89.066	89.066	89.066	89.066	89.066
Grupo II	B ≠ 0	66.488	63.492	60.496	57.500	54.504	51.508	48.512
	B = 0	87.977	84.981	81.985	78.989	75.993	72.997	70.000
Grupo III	B ≠ 0	76.372	73.166	70.371	67.577	64.783	61.988	59.194
	B = 0	97.449	94.655	91.860	89.066	86.272	83.477	80.683

El resultado de cálculos de Momento Flector y Fuerza de Carga se expresan en los siguientes diagramas:

B ≠ 0

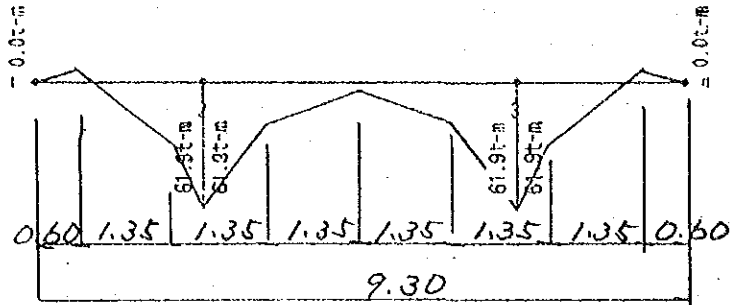


Diagrama de Momento Flector (M)

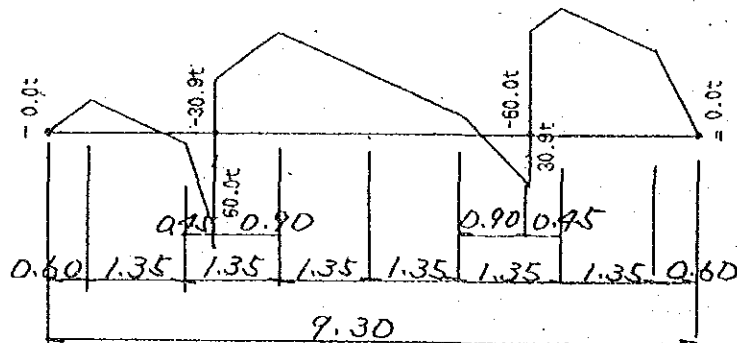


Diagrama de Esfuerzo Cortante

DIAGRAMAS DE ESFUERZO CORTANTE (S)

Estado de Carga: CASO 1

	DISTANCIA (Extremo I) (m)	MOMENTO FLECTOR (Ton. m)	ESFUERZO CORTANTE (Ton)	CARGA AXIAL (Ton.)
Elemento No. 1	*	(1 2)	*	
Extremo I [1]	0.000	0.000	0.000	0.000
	0.800	5.630	18.768	0.000
	1.950	31.758	6.581	0.000
Extremo J [2]	2.400	61.962	60.082	0.000
Elemento No. 2	*	(2 5)	*	
Extremo I [2]	0.000	61.962	30.986	0.000
	0.000	21.407	59.138	0.000
	2.250	4.296	33.789	0.000
	3.600	21.407	8.439	0.000
Extremo J [3]	4.500	61.962	30.986	0.000
Elemento No. 3	*	(3 1)	*	
Extremo I [3]	0.000	61.962	60.082	0.000
	0.450	31.758	74.158	0.000
	1.800	5.630	48.809	0.000
Extremo J [4]	2.400	0.000	0.000	0.000

B = 0

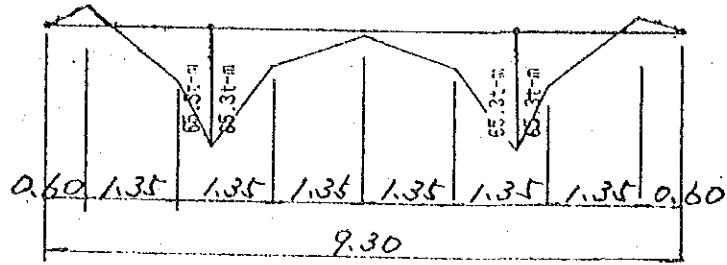


Diagrama de Momento Flector (M)

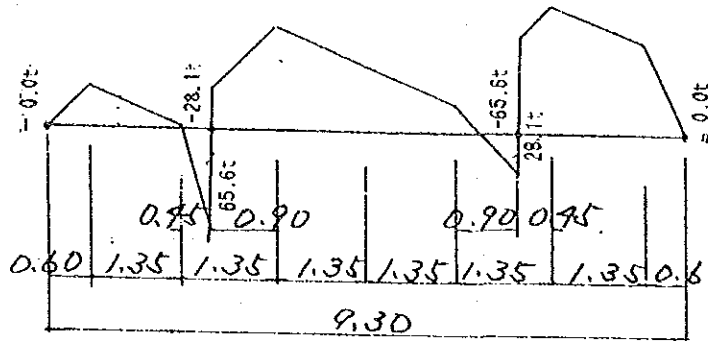


Diagrama de Esfuerzo Cortante (S)

DIAGRAMAS DE ESFUERZO CORTANTE (S)

Estado de Carga: CASO 2

	DISTANCIA (Extremo I) (m)	MOMENTO FLECTOR (Ton. m)	ESFUERZO CORTANTE (Ton)	CARGA AXIAL (Ton.)
Elemento No. 1	*	(1 2)	*	
Extremo I [1]	0.000	0.000	0.000	0.000
	0.600	8.438	28.128	0.000
	1.950	31.109	2.850	0.000
Extremo J [2]	2.400	65.384	65.620	0.000
Elemento No. 2	*	(2 5)	*	
Extremo I [2]	0.000	65.384	28.119	0.000
	0.900	21.091	70.311	0.000
	2.250	3.690	44.533	0.000
	3.600	21.091	18.755	0.000
Extremo J [3]	4.500	65.384	28.119	0.000
Elemento No. 3	*	(3 1)	*	
Extremo I [3]	0.000	65.384	65.620	0.000
	0.450	31.109	86.716	0.000
	1.800	8.438	60.938	0.000
Extremo J [4]	2.400	0.000	0.000	0.000

ESTADO DE CARGA EN LAS DIFERENTES SECCIONES

Tipo de Carga: 1

Estado de Carga: Caso 1

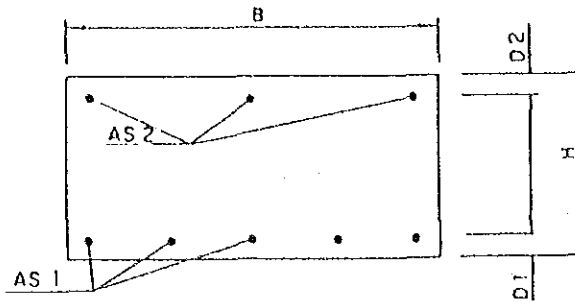
ELEMENTO	DISTANCIA DESDE EL PUNTO a (m)	CARGA AXIAL (t)	ESFUERZO COR- TANTE (t)	MOMENTO (t.m)
1	0.000	0.000	0.000	0.000
	0.300	0.000	-9.836	-1.475
	0.600	0.000	-19.673	-5.902
2	0.000	0.000	15.848	-5.902
	0.675	0.000	-6.284	-2.674
	1.350	0.000	-28.416	-14.385
3	0.000	0.000	85.195	-14.385
	0.675	0.000	-29.899	-14.735
	1.350	0.000	-52.301	-12.916
4	0.000	0.000	30.951	-12.917
	0.675	0.000	8.819	0.506
	1.350	0.000	-13.313	-1.011
5	0.000	0.000	13.313	-1.011
	0.675	0.000	-8.819	0.506
	1.350	0.000	-30.951	-12.917
6	0.000	0.000	52.031	-12.917
	0.675	0.000	29.900	-14.735
	1.350	0.000	-85.194	-14.385
7	0.000	0.000	28.416	-14.385
	0.675	0.000	6.284	-2.674
	1.350	0.000	-15.848	-5.902
8	0.000	0.000	19.673	-5.902
	0.300	0.000	9.836	-1.475
	0.600	0.000	0.000	0.000

ESTADO DE CARGA EN LAS DIFERENTES SECCIONES

Tipo de Carga: 2

Estado de Carga: Caso 2

ELEMENTO	DISTANCIA DESDE EL PUNTO a (m)	CARGA AXIAL (t)	ESFUERZO COR- TANTE (t)	MOMENTO (t.m)
1	0.000	0.000	0.000	0.000
	0.300	0.000	-14.033	-2.105
	0.600	0.000	-28.066	-8.420
2	0.000	0.000	25.660	-8.420
	0.675	0.000	-5.914	-1.755
	1.350	0.000	-37.488	-16.404
3	0.000	0.000	94.536	-16.404
	0.675	0.000	-30.000	-15.835
	1.350	0.000	-61.574	-15.071
4	0.000	0.000	40.426	-15.071
	0.675	0.000	8.853	1.560
	1.350	0.000	-22.721	-3.120
5	0.000	0.000	22.721	-3.121
	0.675	0.000	-8.852	1.560
	1.350	0.000	-40.426	-15.071
6	0.000	0.000	61.574	-15.071
	0.675	0.000	30.000	-15.835
	1.350	0.000	-94.535	-16.404
7	0.000	0.000	37.488	-16.404
	0.675	0.000	5.914	-1.755
	1.350	0.000	-25.660	-8.420
8	0.000	0.000	28.066	-8.420
	0.300	0.000	14.033	-2.105
	0.600	0.000	0.000	0.000

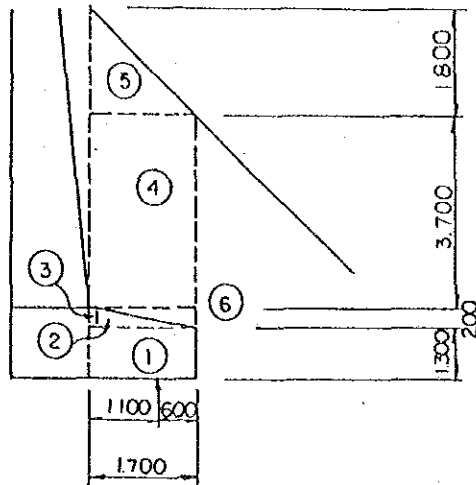


	Unidad				
		B ≠ 0	B = 0		
M	t.m.	61.9	65.3		
N	t	0	0		
S	t	60.0	65.6		
B	cm	315.0	315.0		
H	cm	150.0	150.0		
D ₁	cm	15.0	15.0		
D ₂	cm	10.0	10.0		
A _{s1}	cm ²	φ 19 31.79	φ 19 31.79		
A _{s2}	cm ²	0	0		
D	cm	135.0	135.0		
NP	Kg/cm ²				
M/BD ²	Kg/cm ²				
S/BD	Kg/cm ²				
C		15.0	18.7		
K		93.5	93.5		
F _c	Kg/cm ²	16.3	17.2		
F _s	Kg/cm ²	1512.0	1595.0		
V	Kg/cm ²	1.4	1.5		
F _{ca}	Kg/cm ²	80.0	80.0		
F _{sa}	Kg/cm ²	1680.0	1680.0		
V _a	Kg/cm ²	3.365	3.365		

Donde: F_c : Tension de compresion
 F_s : Tension de traccion
 V : Tension de corte
 F_{ca} : Tension admisible de compresion
 F_{sa} : Tension admisible de traccion
 V_a : Tension admisible de corte

M : Momento tlector
 N : Carga axial
 S : Fuerza de corte
 A_{s1} : Acero de refuerzo
 A_{s2} : Acero de refuerzo

2) En Dirección Longitudinal al Eje del Puente



	Fórmula	V	X	M = V*X
1	1.70x1.30x9.30x2.4	49.327	0.85	41.928
2	1/2x0.20x1.60x9.30x2.4	3.571	0.63	2.249
3	0.10x0.20x9.30x2.4	0.446	0.05	0.022
4	1.70x3.70x9.30x1.8	105.295	0.85	89.501
5	1/2x1.80x1.70x1.8	18.727	0.57	10.674
6	1/2x0.20x1.60x9.30x1.8	2.678	1.16	3.106
	Total	180.044		147.480

	Reacción de Pilote	N	X	Momento
Grupo I	68.2 x 7	477.4	1.1	525.14
Grupo II	66.8 x 7	467.6	1.1	514.36
Grupo III	54.0 x 7	378.0	1.1	415.80

Esfuerzo Cortante y Momento Flector Confirmado

Grupo I	M = 525.14 - 147.48 = 377.66t.m S = 477.40 - 180.04 = 297.36t
Grupo II	M = 514.36 - 147.48 = 366.88t.m S = 467.60 - 180.04 = 287.56t
Grupo III	M = 415.80 - 147.48 = 268.32t.m S = 378.00 - 180.04 = 197.96t

サンボルハ～トリニダ道路改良調査

橋脚設計見直し計算書

(T i j a m u c h i 橋)

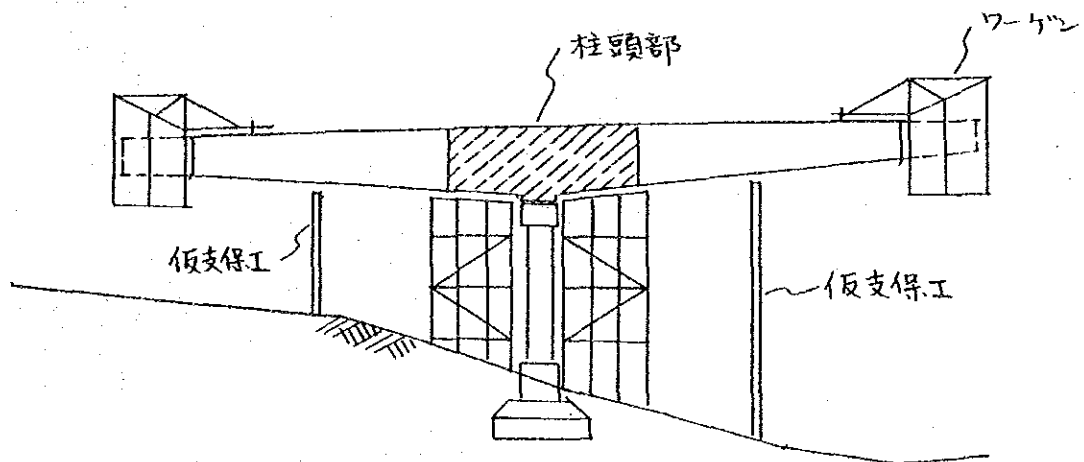
平成1年1月

目 次

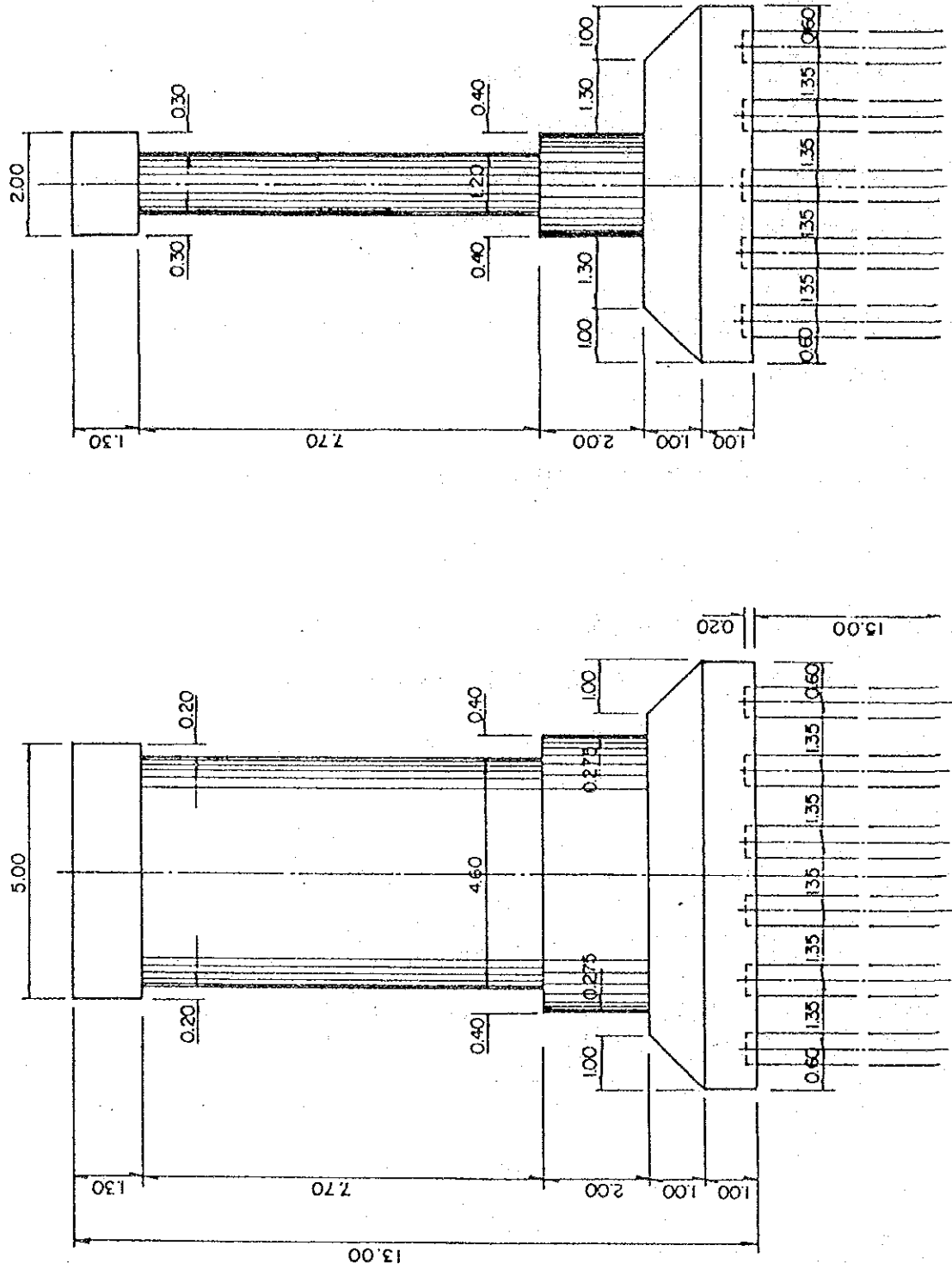
設計見直しの前提条件	2-1
§ 1 構造図	2-2
§ 2 荷重条件	2-3
§ 3 安定計算	2-4
§ 4 柱の計算	2-9
§ 5 フーチングの計算	2-11

設計見直しの前提条件

- 上部工の架設は、ワーゲンによるカンレバー工法を採用するものとする。
- 架設時は、下図に示すように仮支保工を併用することによって、アンバランスモーメントが橋脚には、伝達しないものと仮定する。
- 上部工の温度変化、乾燥収縮、クリープの影響は全て、支承で吸収してしまうものと仮定する。
- 基礎杭は、施工に際して、支持層の確認を行ってから杭長及び支持力を決定するものとする。
- ここでは既設計どおり杭長15mとし、その時の支持力は、 $R_t = 108$ (t/本)は、期待できるものとする。



PILA PUENTE TIJAMUCHI



§ 2 荷重条件

1. Peso Propio

$$Dc-c = 375.40t$$

2. Carga Muerta

$$D = 819.21t$$

3. Carga Viva

$$L = 120.32 \times 1.173 = 141.14t$$

4. Fuerzas Longitudinales

$$F_l = 13.74t$$

5. Viento sobre la Superestructura

$$\text{Longitudinal } W_l = 16.60t$$

$$\text{Transversal } W = 43.74t$$

6. Viento sobre la Carga Viva

$$\text{Longitudinal } W = 5.88t$$

$$\text{Transversal } W = 14.70t$$

7. Viento sobre la Infraestructura

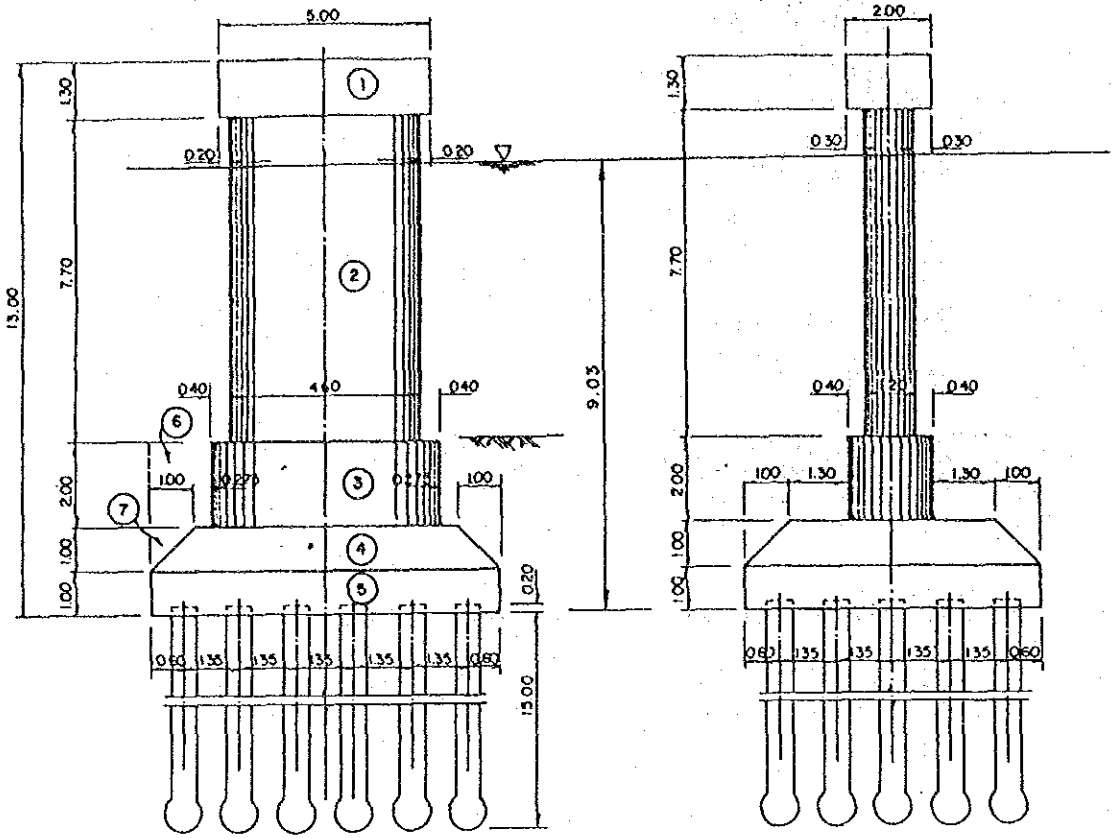
$$\text{Longitudinal } W = 9.96t$$

$$\text{Transversal } W = 0.62t$$

8. Fuerza de la Corriente

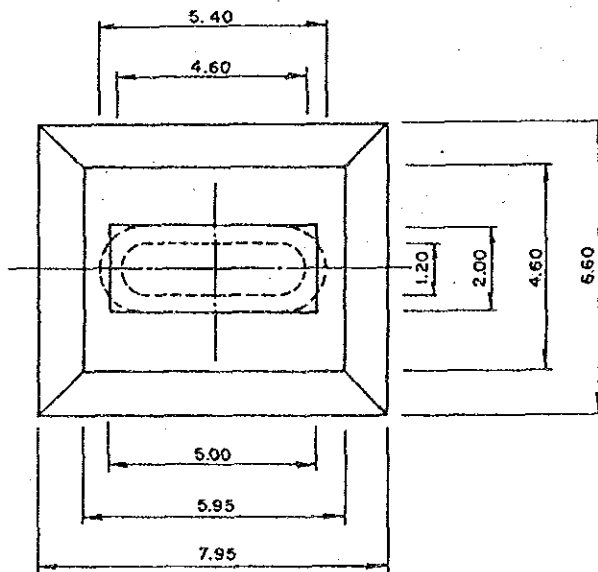
$$SF = 2.23t$$

8 3 安定計算



ELEVACION

VISTA LATERAL



PLANTA

FORMULA

1.	$1.30 \times 2.00 \times 5.00 \times 2.4$	=	31.200t
2.	$(1/4 \times 1.20 + 3.40 \times 1.20) \times 7.70 \times 2.4$	=	96.299t
3.	$2.00 \times 5.40 \times 2.00 \times 2.4$	=	51.840t
4.	$1/6 \times 1.00 \times (4.60 \times 5.95 + (4.60 + 6.60) \times (5.95 + 7.95) + 7.95 \times 6.60) \times 2.4$	=	94.208t
5.	$6.60 \times 7.95 \times 1.00 \times 2.4$	=	125.928t
6.	$(6.60 \times 7.95 - 2.00 \times 5.40) \times 2.00 \times 1.8$	=	150.012t
7.	$(6.60 \times 7.95 \times 1.00 - 94.208 / 2.40) \times 1.8$	=	23.790t

Peso Total de Hormigón y Suelo = 573.277t

-2	$(1/4 \times 1.20 + 3.4 \times 1.2) \times 7.03 \times 1.0$	=	-36.633t
-3	$2.0 \times 5.4 \times 2.0 \times 1.0$	=	-21.600t
-4	$94.208 \times 1/2.4 \times 1.0$	=	-39.253t
-5	$125.928 \times 1/2.4 \times 1.0$	=	-52.470t
-6	$150.012 \times 1/1.8 \times 0.9$	=	-75.006t
-7	$23.79 \times 1/1.8 \times 0.9$	=	-11.895t

Subpresión Total = -236.857t

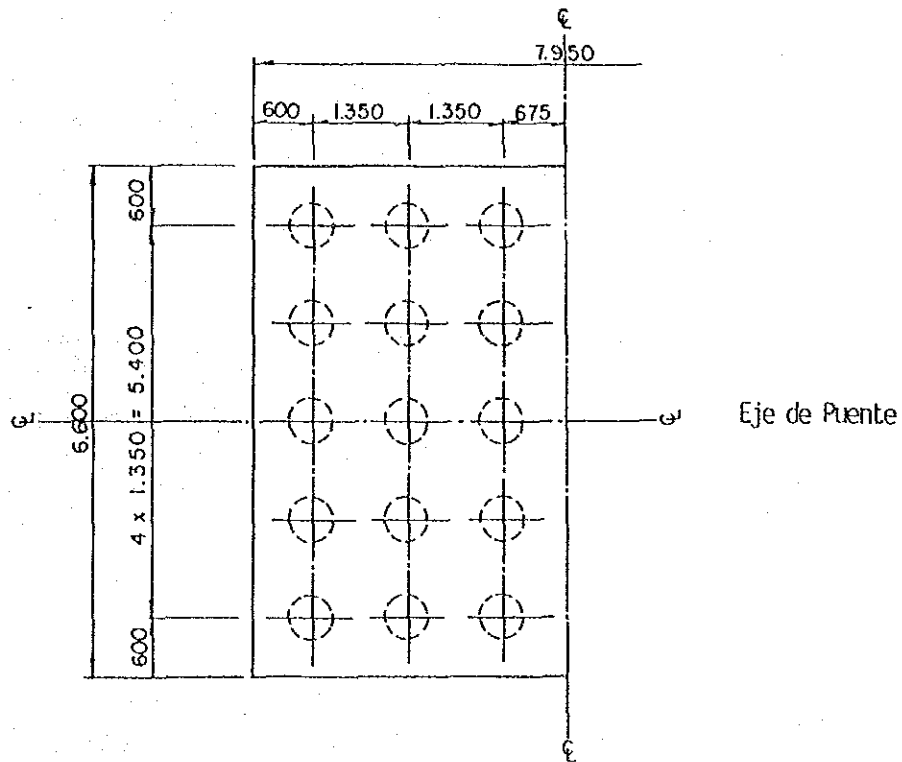
Resultante del Peso de Hormigón,
Suelo y Subpresión = 336.420t

FUERZA TOTAL Y COMBINACION DE CARGA EN EL PUNTO "C"

(C: Centro de la parte interior de la zapata)

	LONGITUDINAL							TRANSVERSAL	
	N (t)	H (t)	X (m)	Y (m)	M(t.m)		H (t)	M = H*J (t*m)	
					N*X	H*Y			
Peso Propio de Pila (D + B)	(573.277) 325.842								
Reacción (D)	819.21								
Superestructura (L + I)	141.14								
Fuerza Longitudinal (CF)		13.74		13.15		180.681			
Fuerza de Viento (W)		16.60		13.15		218.290	43.740	656.100	
Fuerza de Viento (WL)		5.88		13.15		77.322	14.700	220.500	
Fuerza de Viento (WD)		9.96		11.75		117.030	0.620	7.285	
Fuerza de la Corriente SF				4.25			2.250	9.562	
Grupo I J = 100% D + (L+I) + CF + B	(1533.627) 1286.192	13.74				180.681	2.250	9.562	
Grupo II J = 125% D + B + N	(1392.487) 1145.052	16.60				218.290	43.740	656.100	
Grupo III J = 125% D+(L+I)+CF+B + 0.3W + WL	(1533.627) 1286.192	24.60				440.520	28.442	434.177	

Distribución de los Pilotes



$$\phi = 23.96\text{m}$$

$$E = 1 - 23.96 \times \frac{(5-1)6 + (6-1)5}{90 \times 6 \times 5} = 0.565$$

$$R_a = 108.22 \times 0.565 = 61.1\text{t}$$

Verificación de la estabilidad

$$P = \frac{N}{n} + \frac{M_x \cdot y}{I_x} + \frac{M_y \cdot x}{I_y}$$

$$I_x = (6 \times 2.70^2 + 6 \times 1.35^2) \times 2 = 109.35 \text{ m}^2$$

$$I_y = (4 \times 3.375^2 + 4 \times 2.025^2 + 4 \times 0.675^2) \times 2 = 125.575 \text{ m}^2$$

Grupo I

$$(B \neq 0) \begin{array}{l} P_{\max} = \frac{1286.192}{30} + \frac{180.003 \times 2.70}{109.35} + \frac{9.562 \times 3.375}{127.575} = 47.6t \\ P_{\min} = \phantom{P_{\max}} - \phantom{P_{\max}} - \phantom{P_{\max}} = 38.2 \end{array} < 61.1t/Pza.$$

$$(B=0) \begin{array}{l} P_{\max} = \frac{1.533.627}{30} + 4.44 + 0.25 = 55.8t \\ P_{\min} = \phantom{P_{\max}} - \phantom{P_{\max}} - \phantom{P_{\max}} = 46.4t < 61.1t/Pza. \end{array}$$

Grupo II

$$(B \neq 0) \begin{array}{l} P_{\max} = \frac{1145.052}{30} + \frac{218.29 \times 2.70}{109.35} + \frac{656.10 \times 3.375}{127.575} = 60.9t \\ P_{\min} = \phantom{P_{\max}} - \phantom{P_{\max}} - \phantom{P_{\max}} = 15.4t \end{array} < 61.1 \times 1.25 = 82.6$$

$$(B=0) \begin{array}{l} P_{\max} = \frac{1392.487}{30} + 5.39 + 17.39 = 69.2t \\ P_{\min} = \phantom{P_{\max}} - \phantom{P_{\max}} - \phantom{P_{\max}} = 23.7t < 82.6t \end{array}$$

Grupo III

$$(B \neq 0) \begin{array}{l} P_{\max} = \frac{1286.192}{30} + \frac{440.520 \times 2.70}{109.35} + \frac{434.177 \times 3.375}{127.575} = 65.2t \\ P_{\min} = \phantom{P_{\max}} - \phantom{P_{\max}} - \phantom{P_{\max}} = 20.5t \end{array} < 82.6t$$

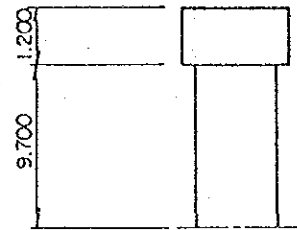
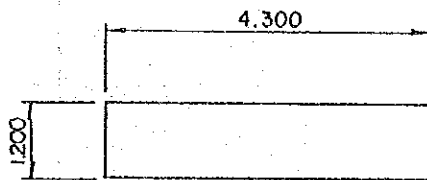
$$(B=0) \begin{array}{l} P_{\max} = \frac{1533.627}{30} + 10.88 + 11.49 = 52.4t \\ P_{\min} = \phantom{P_{\max}} - \phantom{P_{\max}} - \phantom{P_{\max}} = 28.8t < 82.6t \end{array}$$

§ 4 柱の計算

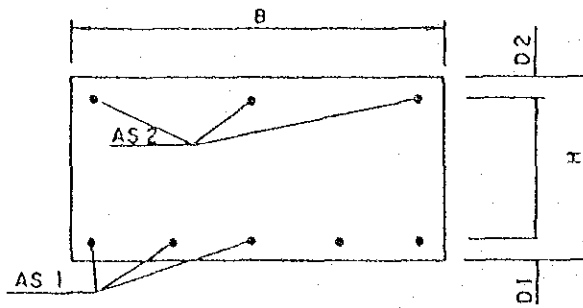
Sección Convertida

$$A = 1/4 \times 1.20 \times \pi + 3.4 \times 1.2 = 5.211 \text{ m}^2$$

$$= 5.211 / 1.20 = 4.34 \hat{=} 4.3 \text{ m}$$



		N (t)	H (t)	Y (m)	M = H*Y (t*m)
Peso Propio del Estribo	(D - B)	(622.777) 363.381			
Reacción	(D)	819.21			
Superestructura	(L + I)	141.14			
Fuerza Longitudinal	(CF)		13.74	13.15	180.681
Fuerza de Viento	(W)		16.60	13.15	218.290
Fuerza de Viento	(WL)		5.88	13.15	77.322
Grupo I J = 100%	D + (L+I) + CF + B	(1583.127) 1323.731			258.003
Grupo II J = 125%	D + B + W	(1441.987) 1182.591			218.290
Grupo III J = 125%	D+(L + I)+CF+B+0.3W+WL	(1583.127) 1323.731			323.490

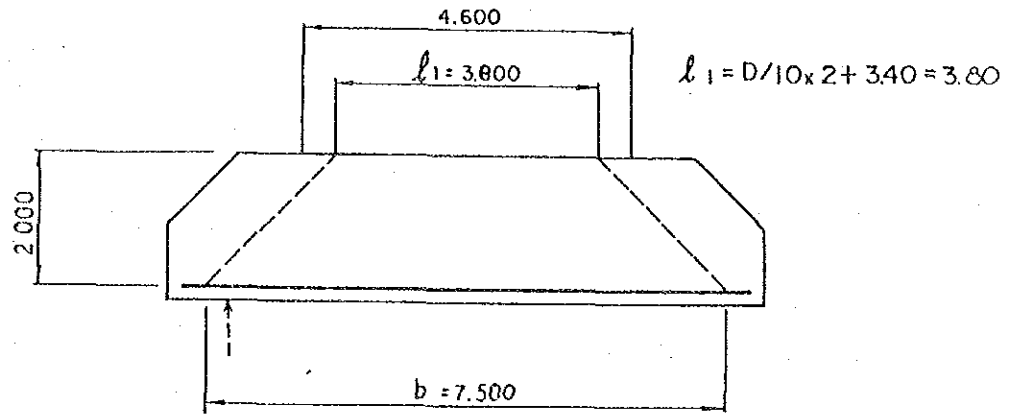


	Unidad		
M	t.m.	258,003	
N	t	1,583.130	
S	t	-	
B	cm.	430	
H	cm.	120	
D ₁	cm.	10	
D ₂	cm.	0	
As ₁	cm ²	∅ 25 - 14 68.726	
As ₂	cm ²	-	
D	cm.	110	
N/P	Kg/cm ²	0.0218	
MD/BD ²	Kg/cm ²	4.959	
S/BD	Kg/cm ²	-	
C		113	
S		- 28	
F _c	Kg/cm ²	56	
F _s	Kg/cm ²	- 139	
V	Kg/cm ²		
F _{ca}	Kg/cm ²		80
F _{sa}	Kg/cm ²		1680
V _a	Kg/cm ²		3.65

Donde : F_c : Tension de compresion M : Momento flector
 F_s : Tension de traccion N : Carga axial
 V : Tension de corte S : Fuerza de corte
 F_{ca} : Tension admisible de compresion As₁ : Acero de refuerzo
 F_{sa} : Tension admisible de traccion As₂ : Acero de refuerzo
 V_a : Tension admisible de corte

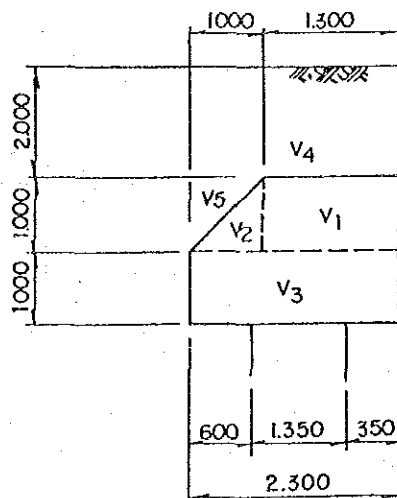
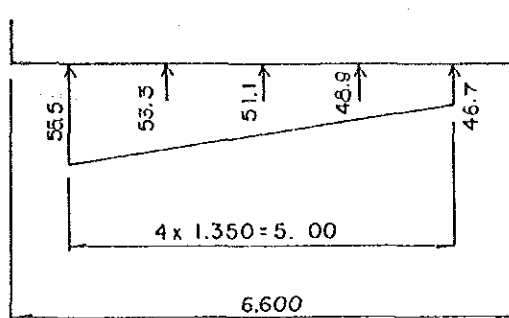
8 5 フーチングの計算

Ancho Efectivo



Reaccion del Pilote

Grupo II (B=0)



Peso de Fundación

$$\begin{aligned} V1 &= 1.30 \times 1.0 \times 5.95 \times 2.4 & = 18.564t \\ V2 &= 1/2 \times 1.0 \times 7.283 \times 2.4 & = 8.740t \\ V3 &= 1.00 \times 2.30 \times 7.95 \times 2.4 & = 43.884t \\ \Sigma V & & = 71.188t \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N &= V1 \times l1 + V2 \times l2 + V3 \times l3 \\ &= 18.564 \times 0.65 + 8.74 \times 1.63 + 43.884 \times 1.3 & = 83.362t \end{aligned}$$

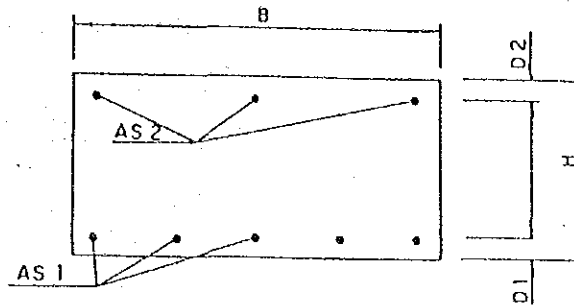
$$S = 18.564 + 8.74 + 43.884 = 71.188t$$

Momento y Corte por Reacción de Pilote

$$\begin{aligned} M &= 55.5 \times 6 \times 1.70 + 53.3 \times 6 \times 0.35 & = 678.03t.m \\ S &= 55.5 \times 6 + 53.3 \times 6 & = 652.8t \end{aligned}$$

Esfuerzo Cortante y Momento Flector Confirmado

$$\begin{aligned} \Sigma M &= 678.03 - 83.362 & = 594.668t.m \\ \Sigma S &= 652.80 - 71.188 & = 581.612t \end{aligned}$$



	Unidad			
M	t.m.	594.67		
N	t	0		
S	t	581.6		
B	cm	750		
H	cm	200		
D ₁	cm	15		
D ₂	cm	-		
A _{s1}	cm ²	245.10		
A _{s2}	cm ²	0		
D	cm	185		
NP	Kg/cm ²	-		
M/BD ²	Kg/cm ²	-		
S/BD	Kg/cm ²	-		
C		-		
K		-		
F _c	Kg/cm ²	24.0		
F _s	Kg/cm ²	1408.0		
V	Kg/cm ²	4.20		
F _{ca}	Kg/cm ²	80	80	
F _{sa}	Kg/cm ²	1680	1680	
V _a	Kg/cm ²	3.65	3.65	

Donde: F_c : Tension de compresion
 F_s : Tension de traccion
 V : Tension de corte
 F_{ca} : Tension admisible de compresion
 F_{sa} : Tension admisible de traccion
 V_a : Tension admisible de corte
 M : Momento tlector
 N : Carga axial
 S : Fuerza de corte
 A_{s1} : Acero de refuerzo
 A_{s2} : Acero de refuerzo

サンボルハ〜トリニダ道路改良調査

橋台の数量計算

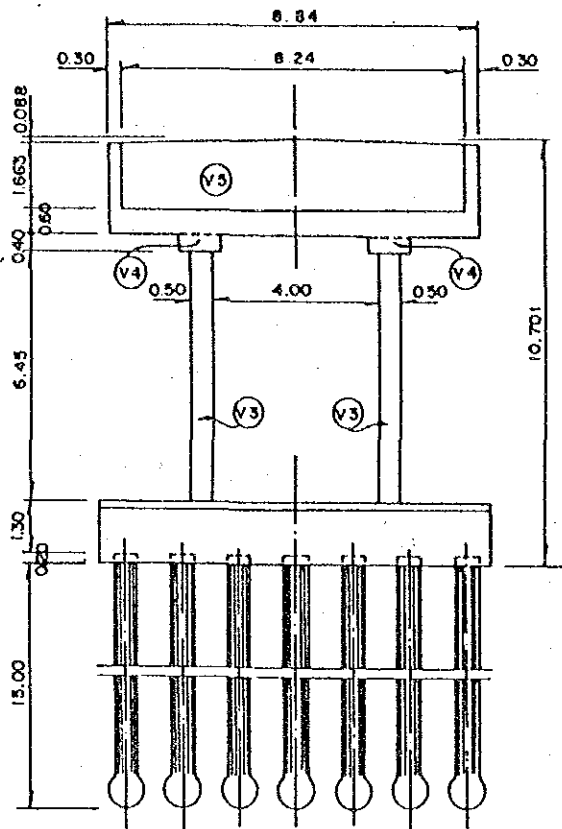
(Tijamuchi橋)

ESTRIBO

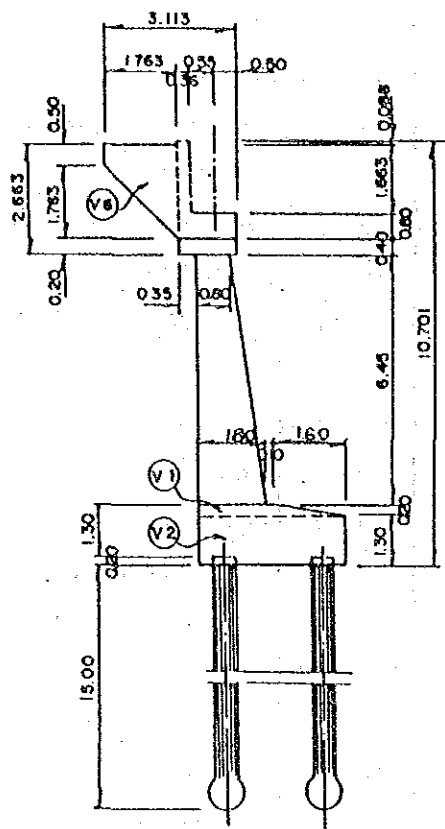
Por Estribo

ITEM		UNIDAD	CANTIDAD
Hormigón		m3	71.0
Encofrado		m2	152.21
Acero de Refuerzo		kg	4,162.0
Movi- miento de tierra	Excavación	m3	113.3 (68.0)
	Relleno	m3	64.3 (28.9)
	Remoción de tie- rra excedente	m3	49.0 (39.1)
Pilote de Funda- ción	Hormigón	m3	61.67
	Acero de Refuerzo	kg	6,297.0
	Longitud Total		210

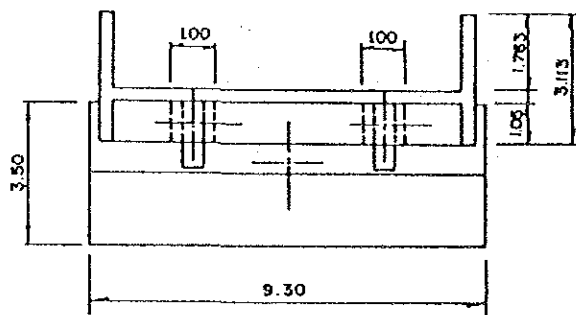
Nota.- La Cantidad entre parentésis corresponde al estribo A2.



ELEVACION



VISTA LATERAL



PLANTA

1. HORMIGON

Zapata

$$V1 = 1/2 \times (1.90 + 3.50) \times 0.20 \times 9.30 = 5.02 \text{ m}^3$$

$$V2 = 1.30 \times 3.50 \times 9.30 = 42.32 \text{ m}^3$$

$$\underline{47.34 \text{ m}^3}$$

Cuerpo del Estribo

$$V3 = 1/2 \times (0.8 + 1.8) \times 6.45 \times 0.5 \times 2 = 8.39 \text{ m}^3$$

$$V4 = 1.35 \times 1.00 \times 0.40 \times 2 = 1.08 \text{ m}^3$$

Asiento de Viga

$$V5 = 1.35 \times 0.60 \times 8.84 = 7.16 \text{ m}^3$$

Pantalla Posterior

$$V6 = 1/2 \times (1.663 + 1.751) \times 4.12 \times 0.30 \times 2 = 4.22 \text{ m}^3$$

$$V7 = \{1/2 \times (0.5 + 2.263) \times 1.763 + 1.663 \times 1.35\} \times 0.3 \times 2 = 2.81 \text{ m}^3$$

$$\underline{23.66 \text{ m}^3}$$

$$\Sigma V = 71.0 \text{ m}^3$$

2. ENCOFRADO

Alero

$$A1 = \{ (0.50 \times 1.763 + 1/2 \times 1.763) \times 2 + (0.50 + \sqrt{2} \times 1.763) \times 0.3 \} \times 2 = 11.54 \text{ m}^2$$

$$A2 = 1.663 \times 1.05 \times 4 = 6.99 \text{ m}^2$$

Pantalla Posterior

$$A3 = 1/2 \times (1.751 + 1.663) \times 4.12 \times 4 + 1.663 \times 0.3 \times 2 = 29.13 \text{ m}^2$$

Asiento de Viga

$$A4 = 0.6 \times 8.84 + 1.35 \times 0.60 \times 2 + 1.35 \times 8.84 - 1.35 \times 1.0 \times 2 + (1.35 + 1.00) \times 2 \times 0.40 + (1.35 \times 1.00 - 0.8 \times 0.5) \times 2 = 21.82 \text{ m}^2$$

Columna

$$A5 = \{ 1/2 \times (0.8 + 1.80) \times 6.45 \times 2 + 0.5 \times 6.45 + 0.50 \times \sqrt{0.80 + 6.45^2} \} \times 2 = 46.51 \text{ m}^2$$

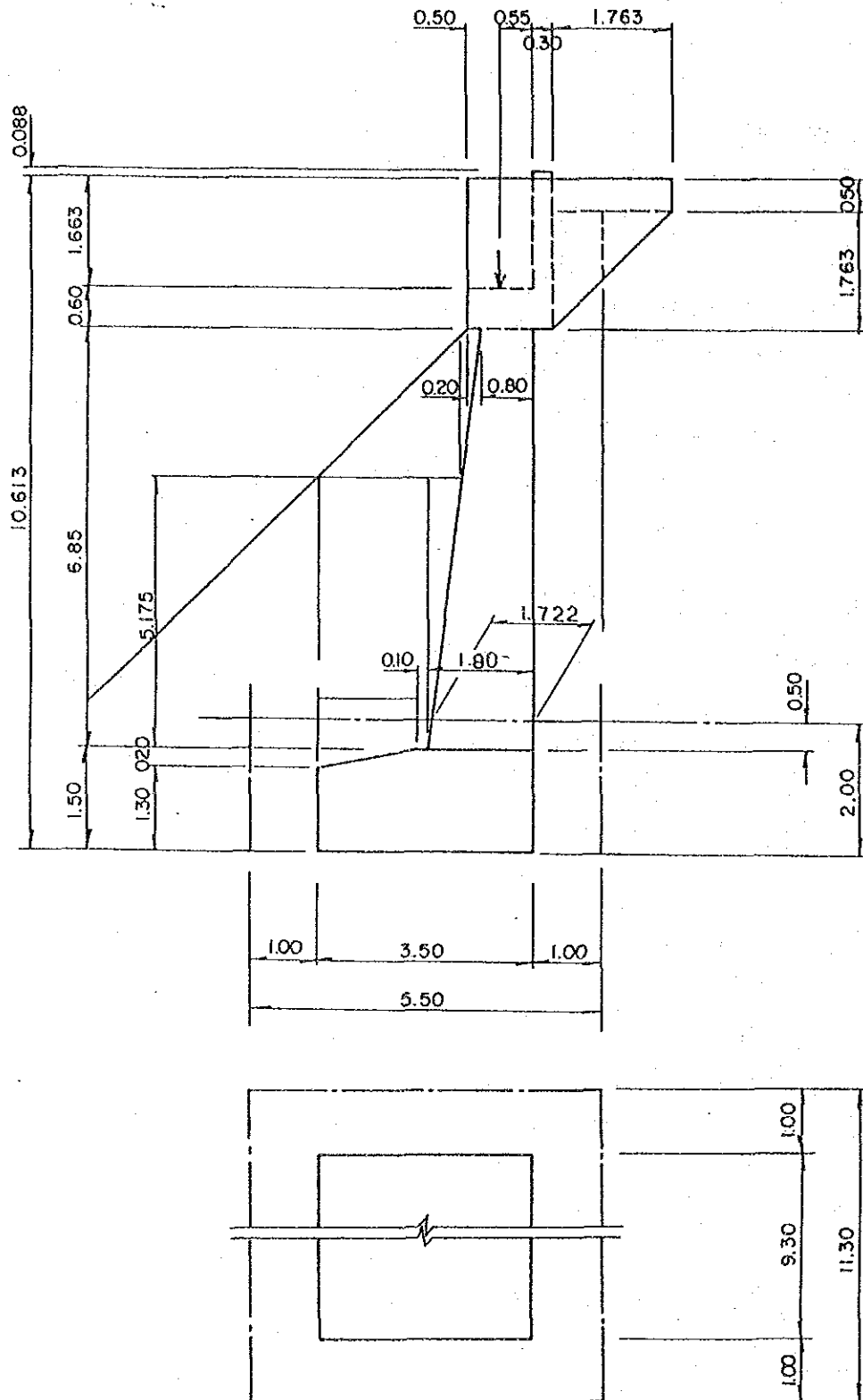
Zapata

$$A6 = 1.50 \times 9.3 + 1.3 \times 9.3 + 1/2 \times (1.90 + 3.50) \times 0.20 \times 2 + 3.50 \times 1.30 \times 2 = 36.22 \text{ m}^2$$

$$\Sigma A = 152.21 \text{ m}^2$$

Movimiento de Tierra

ESTRIBO A-1



1) Excavación

$$V_a = 5.50 \times 10.30 \times 2.00 = 113.3 \text{ m}^3$$

2) Remoción de tierra excedente

Columna

$$V_1 = 1/2 \times (1.542 + 1.60) \times 1.20 \times 0.50 \times 2 = 1.89 \text{ m}^3$$

Zapata

$$V_2 = 1/2 \times (3.50 + 1.70) \times 0.20 \times 9.30 = 4.84 \text{ m}^3$$

$$V_3 = 3.50 \times 1.30 \times 9.30 = 42.32 \text{ m}^3$$

$$V_b = \sum 1-3 = 49.05 \text{ m}^3$$

3) Relleno

$$V_c = V_a - V_b$$

$$= 113.3 - 49.05 = 64.25 \text{ m}^3$$

Pilote de Fundación

∅ 600 x 15.00m x 14 pzas.

Hormigón

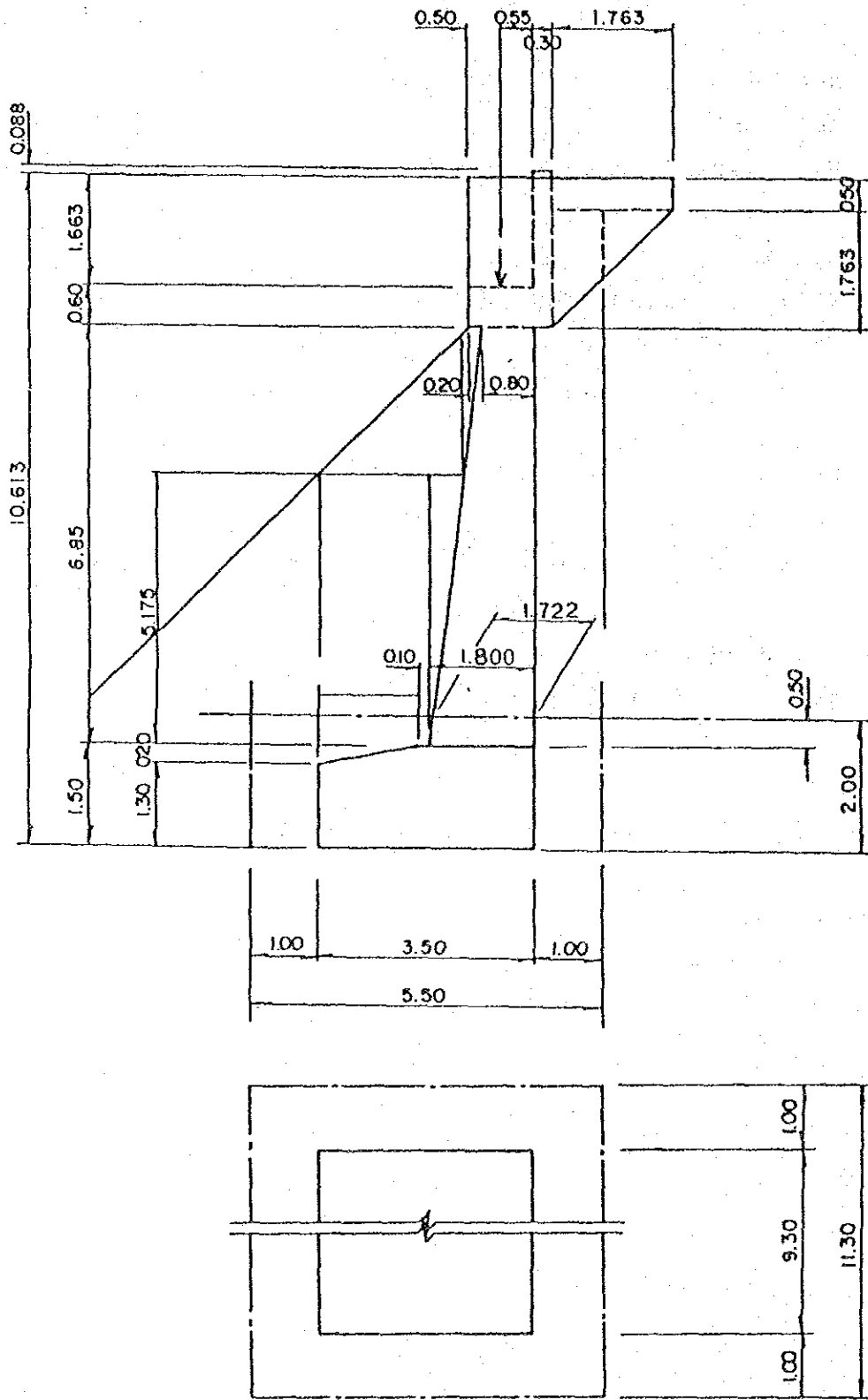
$$V = (1/4 \times \pi \times 0.6^2 \times 14.23 + 1/6 \times \pi \times 0.90^3) \times 14 = 61.67 \text{ m}^3$$

Longitud Total

$$L = 15.0 \times 14 = 210.0 \text{ m.}$$

Movimiento de Tierra

ESTRIBO A-2



1) Excavación

$$V_a = 5.50 \times 10.30 \times 1.20 = 67.98 \text{ m}^3$$

2) Remoción de tierra excedente

Zapata

$$V_b = 3.50 \times 9.30 \times 1.20 = 39.06 \text{ m}^3$$

3) Relleno

$$V_c = V_a - V_b$$

$$= 67.98 - 39.06 = 28.92 \text{ m}^3$$

Pilote de Fundación

∅ 600 x 15.00m x 14 pzas.

Hormigón

$$V = (1/4 \times \pi \times 0.6^2 \times 14.23 + 1/6 \times \pi \times 0.90^3) \times 14 = 61.67 \text{ m}^3$$

Longitud Total

$$L = 15.0 \times 14 = 210.0 \text{ m}$$

CANTIDAD DE ACERO DE REFUERZO PARA ESTRIBO

	∅ (mm)	No.	Long./ (m)	Longitud Total (m)	(kg)	
1	16	46	6.21	285.66	451	
2	29	46	3.40	156.40	791	
3	19	13	9.20	119.60	267	
4	10	13	9.20	119.60	189	
5	10	4	9.20	36.80	58	
6	25	14	9.20	128.80	512	
7	28	14	5.00	70.00	278	
8	25	14	9.20	128.80	512	
9	12	20	6.50	130.00	116	
10	10	44	1.35	118.80	73	
11	16	6	8.25	49.50	78	
12	16	6	8.25	49.50	78	
13	16	12	0.95	11.40	18	
14	12	4	8.25	33.00	29	
15	12	64	3.00	192.00	171	
16	12	28	3.80	106.40	95	
16	12	42	2.60	109.20	97	
17	12	28	2.60	72.80	65	
18	12	12	8.75	105.00	93	
19	20	6	3.45	20.70	57	
20	12	24	2.23	53.52	48	
21	12	4	2.60	10.40	9	
22	12	12	3.75	45.00	40	
22	12	8	5.20	41.60	37	

4162 kg

(PILOTES PARA ESTRIBO)

	ϕ (mm)	No.	Long./ (m)	Longitud Total (m)	(kg)
1	20	140	16.30	2282.00	5637
2	10	14	76.42	1069.88	660

6297 kg

サンボルハ〜トリニダ道路改良調査

橋脚の数量計算

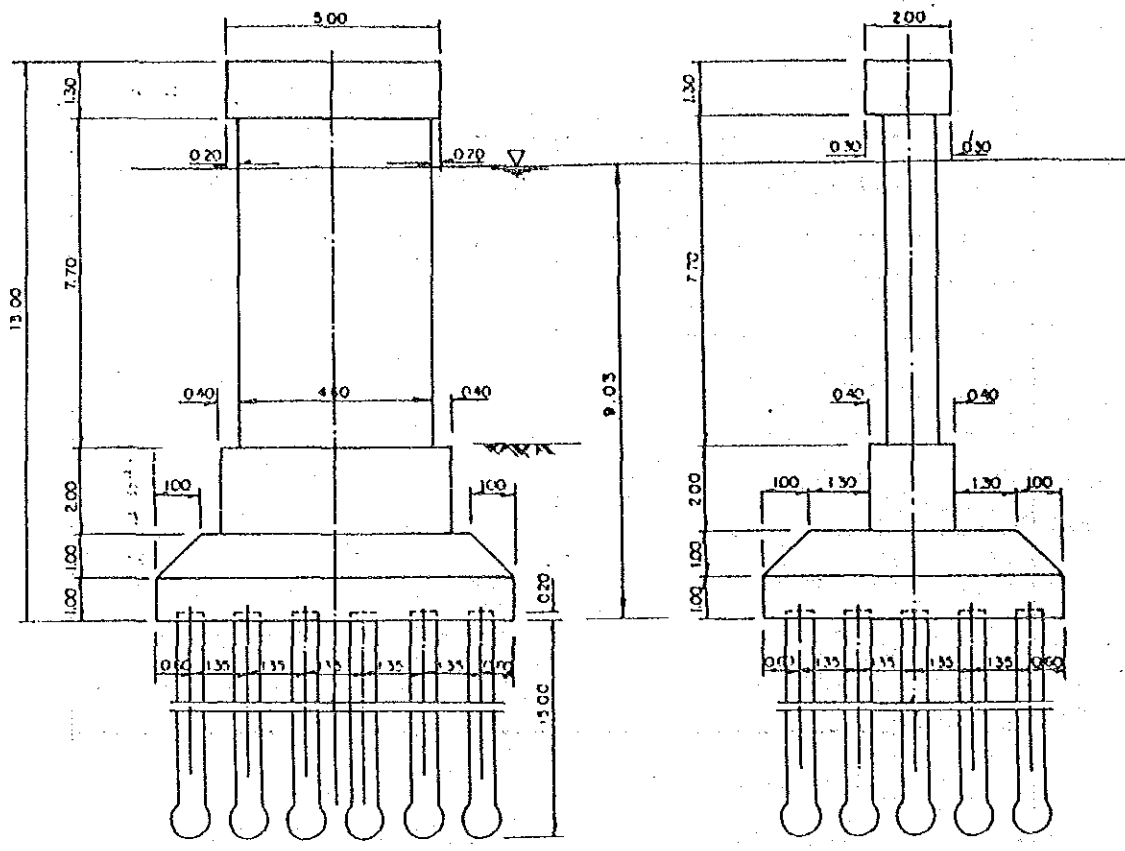
(T i j a m u c h i 橋)

PILA

Por pila

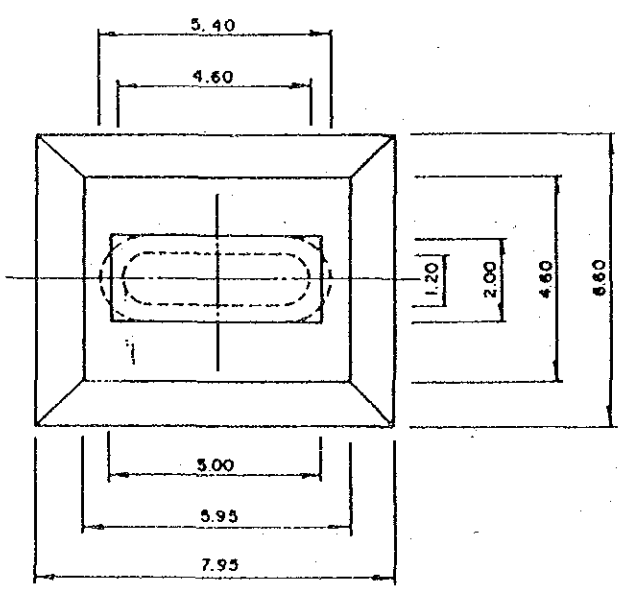
ITEM		UNIDAD	CANTIDAD
Hormigón		m3	164.72
Encofrado		m2	195.15
Acero de Refuerzo		kg	5569
Movi- miento de tierra	Excavación	m3	290.9 (359.4)
	Relleno	m3	185.3 (246.8)
	Remoción de tierra excedente	m3	105.6 (112.6)
Pilote de Funda- ción	Hormigón	m3	132.15
	Acero de Refuerzo	kg	13494.0
	Longitud Total	m	450.0

Nota.- La Cantidad entre parentésis corresponde a pila A2.



ELEVACION

VISTA LATERAL



PLANTA

1. HORMIGON

Cabezal

$$V1 = 5.00 \times 1.30 \times 2.00 = 13.00 \text{ m}^3$$

Columna

$$V2 = (1/4 \times \pi \times 1.20^2 \times 3.40 \times 1.20) \times 7.70 = 40.12 \text{ m}^3$$

Base de columna

$$V3 = (1/4 \times \pi \times 2.0^2 + 3.40 \times 2.00) \times 2.00 = 19.88 \text{ m}^3$$

Zapata

$$V4 = 1/6 \times 1.00 \times \{6.60 \times 7.95 + (4.60 + 6.60) \times (5.95 + 7.95) + 4.60 \times 5.95\} = 39.25 \text{ m}^3$$

Zapata

$$V5 = 6.60 \times 7.95 \times 1.00 = 52.47 \text{ m}^3$$

$$V = 164.72 \text{ m}^3$$

2. ENCOFRADO

Cabezal

$$A1 = 5.00 \times 2.00 - (1/4 \times \pi \times 1.20^2 + 3.40 \times 1.20) = 4.79 \text{ m}^2$$

$$A2 = (5.00 + 2.00) \times 2 \times 1.3 = 18.20 \text{ m}^2$$

Columna

$$A3 = 3.40 \times 7.70 \times 2 = 52.36 \text{ m}^2$$

Columna Circular

$$A4 = \pi \times 1.2 \times 7.70 = 29.03 \text{ m}^2$$

$$A5 = \pi \times 2.0 \times 2 + 3.40 \times 2.0 \times 2 = 26.17 \text{ m}^2$$

Zapata

$$A6 = 1.0 \times \sqrt{2} \times \{1/2 \times (6.6 \times 4.6) + 1/2 \times (7.95 + 5.95)\} \times 2 = 35.50 \text{ m}^2$$

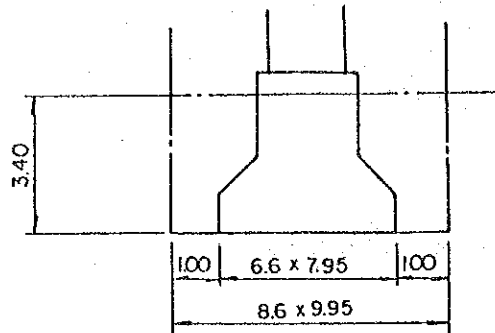
Zapata

$$A7 = (6.60 + 7.95) \times 2 \times 1.00 = 29.10 \text{ m}^2$$

$$A = 195.15 \text{ m}^2$$

3. MOVIMIENTO DE TIERRA

Pila P1



Excavación

$$V = 8.60 \times 9.95 \times 3.40 = 290.9 \text{ m}^3$$

Relleno

$$V = 290.0 - 39.25 - 52.47 - \left(\frac{1}{4}\pi \times 2.0^2 + 3.4 \times 2.0 \right) \times 1.4 = 185.3 \text{ m}^3$$

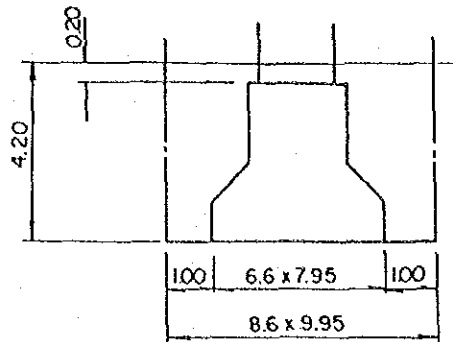
Remoción de tierra

$$V = 290.9 - 185.3 = 105.6 \text{ m}^3$$

4. PILOTE DE FUNDACION

$$V = \left(\frac{1}{4}\pi \times 0.60^2 \times 14.23 + \frac{1}{6}\pi \times 0.90^3 \right) \times 30 = 132.154 \text{ m}^3$$

Pila P2



Excavación

$$V = 8.60 \times 9.95 \times 4.20 = 359.4 \text{ m}^3$$

Relleno

$$V = 359.4 - 39.25 - 52.47 - 19.88 - (1/4\pi \times 1.20^2 + 1.20 \times 3.40) \times 0.20 = 246.8 \text{ m}^3$$

Remoción de tierra excedente

$$V = 359.4 - 246.8 = 112.6 \text{ m}^3$$

Pilote de Fundación

$$V = (1/4\pi \times 0.60^2 \times 14.23 + 1/6\pi \times 0.90^3) \times 30 = 132.154 \text{ m}^3$$

CANTIDAD DE ACERO DE REFUERZO PARA PILA

=====

	φ (mm)	No.	Long./ (m)	Longitud Total (m)	(kg)	
1	25	53	6.50	344.5	1369	
2	20	27	7.85	211.95	525	
3	16	20	8.78	175.60	277	
4	16	16	10.13	162.08	256	
5	16	4	6.85	27.40	43	
6	16	4	6.00	24.00	38	
7	25	36	12.80	460.80	1774	
8	16	34	11.18	380.12	601	
9	16	62	5.32	329.12	522	
10	16	9	4.90	44.10	70	
11	16	7	4.90	34.30	54	
12	16	2	12.60	25.20	40	
					5569 kg	
(PILOTE)						
13	20	300	16.30	4890	12079	
14	10	30	76.42	22926	1415	

13494 kg

JICA