

# DISEÑO DE CIMENTACIÓN POR CAISSONS PARA EL PUENTE YURACYACU

*Lilian Veneros <sup>(1)</sup>, Jorge Alva <sup>(2)</sup>*

## RESUMEN

Los caissons son cimentaciones requeridas para soportar cargas horizontales o inclinadas adicionales a la carga vertical, en corrientes de agua de gran velocidad y profundas, como ocurre en las pilas para puentes sobre ríos que tienen que soportar una carga lateral por fuerza de viento en la superestructura, de la tracción de los vehículos que usan el puente, de las corrientes en el río y algunas veces de escombros flotantes o hielo.

De los resultados del Estudio Geotécnico de la zona donde se cimentará el Puente Yuracyacu se concluye que los suelos podrían licuar hasta los 10 m de profundidad y que se debe de atravesar suelos blandos y orgánicos hasta llegar a un suelo limo arenoso de compacidad media a compacta o donde la cimentación elegida desarrolle mayor resistencia a la fricción. Por lo mencionado se concluye que se debe cimentar sobre los suelos limo arenosos de compacidad media a compacta mediante cimentaciones profundas.

En el desarrollo del artículo se presenta el análisis y diseño de la capacidad de carga de los caissons para los estribos y pilares del puente Yuracyacu ubicado sobre el Río Mayo, para dos condiciones: diseño inicial y diseño en condiciones actuales, después de hincar los caissons que no llegaron a las cotas de profundidad requeridas.

La cimentación adoptada para el Puente Yuracyacu consistió de cajones abiertos de concreto de sección circular de diámetros de 5 y 7 m para estribos y pilares respectivamente, con un metro de espesor de pared siendo la profundidad promedio de hincado de 26 m.

Para las condiciones de diseño, los cálculos en la base del caisson se realizaron asumiendo que se cimentaría sobre un suelo homogéneo conformado por limo arenoso, no plásticos, de compacidad media a compacta.

En las condiciones actuales se analizaron dos casos debido a que el estrato portante no era un suelo homogéneo de espesor considerable para cumplir su función: el primero cuando un estrato de suelo friccionante descansa sobre suelo cohesivo y el segundo caso cuando la cimentación apoyada en arcilla firme se encuentra sobre arcilla blanda. Las metodologías y ecuaciones empleadas serán detalladas en esta presentación.

Los asentamientos elásticos en los caissons de los estribos y pilares fueron calculados mediante el programa de cómputo RECALQ.

## 1.0 INTRODUCCIÓN

Debido a que el terreno donde se construyó el Puente Yuracyacu presenta condiciones variables de suelos (blandos a compactos), se debe llegar a un suelo limo arenoso de compacidad media a compacta o hasta una profundidad donde la cimentación elegida desarrolle mayor resistencia a la fricción. Del perfil estratigráfico del suelo se aprecia que en casi todos los sondajes realizados en el área de estudio se nota la presencia de suelo orgánico (Pt) a una profundidad promedio de 26 m. Bajo estas condiciones se recomienda emplear cimentaciones profundas mediante cajones cilíndricos de 7 y 5 m de diámetro para los pilares y estribos respectivamente, con un metro de espesor de pared, siendo la profundidad promedio de hincado de 26 m.

---

<sup>(1)</sup> Asistente de Investigación, CISMID-FIC-UNI, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima. E-mail: [lveneros@hotmail.com](mailto:lveneros@hotmail.com)

<sup>(2)</sup> Profesor Principal, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería.

El presente artículo consta de dos partes: en la primera parte se evalúa la capacidad de carga de los caissons para condiciones de diseño, asumiendo que el estrato portante está conformado por suelo limo arenoso, no plástico y de compacidad media a compacta. En la segunda parte se hace la verificación de la carga de diseño debido a que los caissons no llegaron a la cota proyectada de apoyo.

## **2.0 OBJETIVO DEL ESTUDIO**

- Analizar y diseñar la cimentación del Puente Yuracyacu mediante caissons.
- Verificar la capacidad de carga de diseño bajo condiciones actuales.
- Estimar los asentamientos a corto y largo plazo por efecto de la carga de trabajo.

## **3.0 UBICACIÓN**

La zona en estudio se ubica sobre el río Mayo, en el límite de los distritos de Yuracyacu y Moyobamba, pertenecientes a las provincias de Rioja y Moyobamba respectivamente, Región de San Martín. El acceso a la zona de estudio desde la ciudad de Rioja hacia Yuracyacu se realiza por carretera afirmada. El tiempo estimado en camioneta es de 20 min, y la distancia aproximada es de 22 Km.

De los estudios geológicos locales se resume que la edad geológica fue asignada a la era Cenozoica, sistema Cuaternario, periodo Pleistocénico. No se registró en el área específica de estudio la presencia de fallas, grietas o fracturas. El nivel freático es fluctuante.

## **4.0 CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO**

El Puente Yuracyacu fue proyectado para una longitud de 150 m, con un ancho aproximado de 90 m de luz libre, cruza el río Mayo, permitiendo unir los distritos de Yuracyacu y Moyobamba.

El proyecto indica que el puente se apoyará en dos pilares ubicados en las márgenes del río y dos estribos ubicados a 30 m de cada pilar.

## **5.0 EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA**

Los estudios geotécnicos para el diseño de la cimentación del Puente Yuracyacu fueron elaborados en 1996 (Ref. 1) y el 2000 por el CISMID (Ref. 2). El estudio comprende la investigación de campo (ensayos estándar y especiales) y la evaluación geofísica (líneas de refracción y down hole), para luego concluir con el análisis de la cimentación.

En julio de 1996 se realizaron cuatro (04) sondajes de exploración, dos de ellos se ejecutaron hasta una profundidad de 40.45 m, ubicados en la zona donde irán los pilares (S1 y S2) y los otros dos de 30 m para los estribos (S3 y S4).

Debido a que los caissons no podían seguir siendo hincados y a que se presentaron otros problemas durante el proceso de construcción de la cimentación, en el año 2000 se realizó el estudio de verificación de la carga de diseño transmitida por el caisson al suelo. Este estudio tuvo por finalidad conocer como se encontraba el suelo después de estar expuesto a los diferentes métodos de hincado.

Los trabajos de exploración de campo con fines de verificación de la carga de diseño, consistieron en seis (06) sondajes de exploración, dos de ellos de 25 m de profundidad, ubicados en la zona intermedia entre los caissons del estribo y del pilar, en cada margen. Los otros cuatro sondajes fueron realizados en el interior de cada caisson, con profundidades de 20 m en los pilares, 15 m en el estribo izquierdo y 10 m en el estribo derecho.

## 5.1 Análisis de Licuación de Suelos

Considerando los resultados obtenidos de los ensayos de campo y laboratorio, se evaluó el potencial de licuación de suelos para la zona correspondiente a cada estudio (1996 y 2000) mediante el programa D LICUA, (Ref. 3), el cual está basado en el método simplificado de Seed e Idriss. Las corridas se hicieron para sismos con 0.15 g, 0.20 g y 0.30 g de aceleración máxima superficialmente y magnitud Ms 7, (Ref. 4). De los valores resultantes se concluye que podría ocurrir licuación de suelos hasta una profundidad de 10 m por debajo de la superficie del terreno.

## 5.2 Evaluación Geofísica

Se efectuó un ensayo de refracción sísmica de 150 m de longitud en cuatro perfiles. Además, se efectuaron mediciones sísmicas a lo largo de los sondeos S-1 y S-3. Se encontraron dos capas, la primera con velocidad ( $V_p$ ) de 350 a 400 m/s que indica una muy baja densidad, constituida principalmente por arcilla y limos; la siguiente capa presenta velocidades de ondas ( $V_p$ ) de 1380 m/s a 1800 m/s, correspondientes a arenas de diferente granulometría.

De los resultados de los ensayos de Down-Hole se tiene que para la primera capa de 4 m de espesor, en el sondaje S1, el módulo dinámico de elasticidad ( $E_d$ ) es  $455 \text{ Kg/cm}^2$  y para la capa inferior toma un valor de  $10\,900 \text{ Kg/cm}^2$ . Para el sondaje S-3 el valor del módulo de elasticidad hasta los 8.6 m de profundidad es de  $485 \text{ Kg/cm}^2$ . En las arenas de las capas inferiores el valor de  $E_d$  es de  $14\,000 \text{ Kg/cm}^2$  y en las arcillas con presencia de material orgánico varía desde 5800 hasta  $7500 \text{ Kg/cm}^2$ .

## 6.0 CAISSONS

Este tipo de cimentación se caracteriza por ser construida sobre el nivel del suelo o del agua, luego son hundidos como una sola unidad hasta la profundidad de diseño, llegando a formar parte integral del trabajo permanente. Tienen un borde cortante en la parte inferior que facilita el hincado, el material del interior se extrae por la parte superior y luego se vacía concreto.

Debido a que son costosos, están restringidos para proyectos importantes. Los caissons son cimentaciones no competitivas a menos que el estrato de suelo firme se encuentre a más de 12 m bajo la superficie del agua. Se caracterizan por tener un diámetro bastante grande como para que ingrese un hombre para inspección y pueden ser extendidos hasta grandes profundidades.

### 6.1 Tipo de Caissons

#### 6.1.1 Caissons Abiertos

Pueden ser de variadas formas: circulares, rectangulares, ovalados o de forma celular. Se caracterizan por ser pozos abiertos en la parte superior e inferior durante la construcción, (Fig. 1).

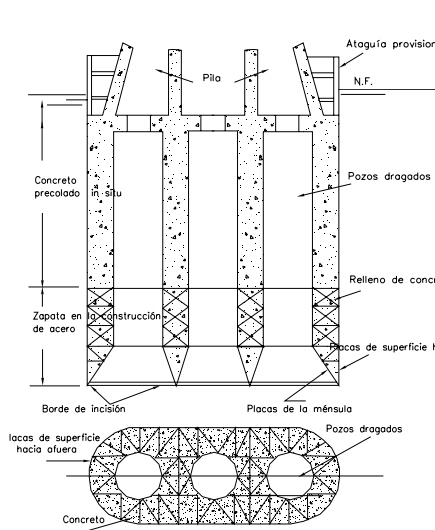
Son muy apropiados para cimentaciones en ríos donde el suelo predominante consiste de arcillas blandas, limos, arena o gravas, ya que son materiales que pueden ser excavados mediante pozos abiertos sin ofrecer mayores resistencias a la fricción al hundirlos. Usualmente tienen un borde cortante en la parte inferior, facilitando el moldeado en el lugar donde será colocado. Estos cajones se construyen en su posición final. Sin embargo no se puede controlar la calidad del concreto del sello en el fondo y no es adecuado en lugares donde pueden producirse desplomes y causar daños a las estructuras adyacentes. La operación de hincado debe ser sobre una base de suelo plano, con el objetivo de mantener el alineamiento vertical.

#### 6.1.2 Caissons Cerrados

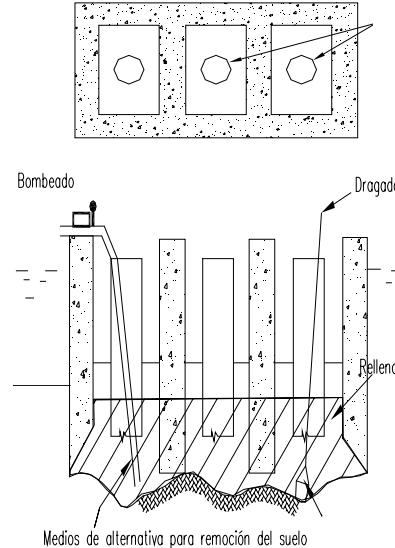
Son elementos estructurales que tiene el fondo cerrado, son fabricados en un lugar central y remolcados al lugar.

Para la construcción de los cajones de grandes dimensiones (mayores de 30 m de longitud) se construyen celdas para reducir esfuerzos por presión del agua. Estas celdas ayudan en las operaciones de hundimiento y mantenimiento de la alineación vertical. Ver Fig. 2.

Se recomienda emplear este tipo de cimentación debajo de construcciones con suelo de baja capacidad portante y donde el uso de pilotes hincados puede ser no adecuado por vibraciones durante el hundimiento o donde la profundidad para encontrar estrato firme es excesiva.



**Fig. 1**



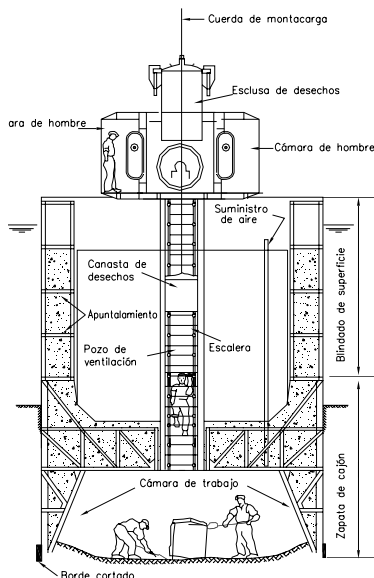
**Fig. 2**

### 6.1.3 Caissons Neumáticos

Los caissons neumáticos proporcionan un recinto herméticamente cerrado y dependen de la presión de aire para mantener una cavidad en el área de excavación. Se utilizan en lugares donde es imposible mantener una excavación por causa del rápido aflojamiento del suelo dentro de la excavación o cuando es necesario mantener el suelo adyacente.

El caisson neumático es el último recurso de solución por las siguientes razones:

- (1) Los costos unitarios del material excavado son altos.
- (2) Prima el convenio de pago necesario por riesgos a la salud.
- (3) Tiene una cámara de trabajo de 3 m de altura en el fondo.
- (4) Evidencias de enfermedades en la piel por la descompresión muy rápida dentro de la cámara de trabajo, pudiendo llegar a producir la muerte de trabajadores por asfixia durante la construcción.



**Fig.3**

Los caissons neumáticos requieren obturador de aire, una cámara de trabajo, una cámara de descompresión y un medio para que los trabajadores puedan llegar hasta la cámara de trabajo. El medio para remover el material excavado debe ser también previsto por ductos. Dos fuentes de energía deben estar disponibles de modo que la presión de aire pueda mantenerse continuamente. Es fácil el control de la verticalidad respecto a los otros tipos de caissons. Antes de iniciar el proceso constructivo se hunde como un cajón abierto, tan profundo como sea posible. La Fig. 3 muestra las principales características del caisson neumático.

## 7.0 METODOLOGÍA PARA EL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DE CAISSONS

Las ecuaciones que se emplearon para calcular la capacidad de carga son las mismas que se utilizan para los pilotes hincados, pero haciendo uso de tablas con parámetros correspondientes a este tipo de cimentación (Ref. 5).

Los tipos de caissons que fueron diseñados para la cimentación del Puente Yuracyacu fueron caissons abiertos hincados y eventualmente neumáticos, el detalle del caisson abierto empleado en la cimentación del Puente Yuracyacu se aprecia en la Fig. 4.

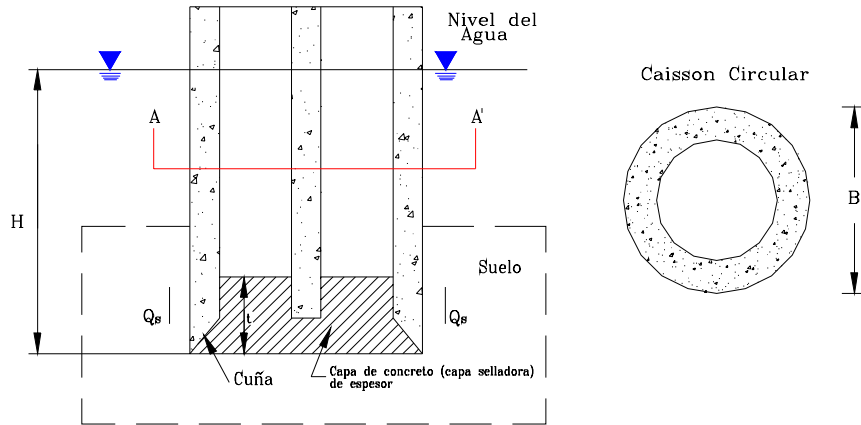


Fig.4

En el cálculo de la capacidad de carga del caisson, se empleó el siguiente cuadro de cotas:

Margen	Pilote	Cota superf. del terreno (m.s.n.m)	Cota sup. de cimentación (m.s.n.m)	Long. de la cimentación (m)	Cota inf. de cimentación (m)
Derecha	Pilar	810.920	806.92	22.50	784.420
	Estribo	810.314	806.314	21.50	784.814
Izquierda	Pilar	810.768	806.768	22.00	784.768
	Estribo	810.570	806.570	21.50	785.070

En el cálculo de la fricción lateral se consideró 10 m de profundidad de licuación, es decir los estratos de arena que se encuentren dentro de esta profundidad no contribuyen a la fricción lateral total.

### 7.1 Condiciones de Diseño

Con los parámetros determinados en base a los estudios geotécnicos se procedió al cálculo de la capacidad de carga de diseño del caisson. Los cálculos de fricción lateral se realizaron para dos casos, considerando 10 m de licuación y sin considerar licuación.

En la evaluación de la capacidad de carga en la base del caisson se consideró que se cimentará sobre suelo limo arenoso, no plástico y de compacidad media a compacta.

Los cuadros siguientes muestran las evaluaciones de la capacidad de carga por fricción y por punta para las condiciones de diseño para el pilar ubicado en la margen derecha del río Mayo.

**CONTRIBUCIÓN DE RESISTENCIA A LA FRICCIÓN DE LOS ESTRATOS EN EL SONDAJE S-1 (PILAR DERECHO)  
CONDICIONES DE DISEÑO CON LICUACIÓN**

Diámetro del Cajón            7 metros  
Longitud del Caisson        22.5 metros

Cota superior del Caisson    806,92 m.s.n.m  
Cota inferior del Caisson    784,42 m.s.n.m

Estrato	Espesor (metros) Δl	SUCS	Esfuerzo Efectivo σ <sub>v</sub> ' (Tn/m <sup>2</sup> )	p (m) πD	α	c <sub>u</sub> (Ton/m <sup>2</sup> )	φ°	tg δ δ = 2/3 φ	K <sub>0</sub> =1-sen φ	Resistencia a la fricción (Ton)		observación
										Q <sub>s</sub> = α c <sub>u</sub> p Δl arcilla	Q <sub>k</sub> = ∫ p k <sub>0</sub> σ <sub>v</sub> ' tg δ Δl arena	
1	1.35	ML	7.22	22.0	-	-	21	0.25	0.64	-	34.29	No contribuye
2	8.65	SM	11.00	22.0	-	-	28	0.34	0.53	-	375.03	No contribuye
3	2.00	CH	15.6	22.0	0.4	2.6	-	-	-	45.74	-	contribuye
4	7.6	SM	20.17	22.0	-	-	32	0.39	0.47	-	618.90	contribuye
5	2.6	CH/Pt	24.75	22.0	0.4	8	-	-	-	182.97	-	contribuye
										228.71	618.90	

RESISTENCIA A LA FRICCIÓN DEL CAISSON = **847.61 Ton**

**CAPACIDAD DE CARGA EN LA BASE DEL CAISSON  
CONDICIONES DE DISEÑO**

Sondaje	D(m)	N(SPT)	φ°	N <sub>60</sub> (φ, lr)	A <sub>p</sub> (m <sup>2</sup> )	σ <sub>v</sub> ' <sub>2</sub> (Ton/m <sup>2</sup> )	ARENAS Método 1	K <sub>0</sub> = 1-sen φ	E <sub>s</sub> (Ton/m <sup>2</sup> )	tg φ	I <sub>rr</sub>	N' <sub>σ(φ, lr)</sub>	c <sub>u</sub>	ARENAS Método 2	ARCILLAS
							Q <sub>p(net)</sub> (Ton)							Q <sub>p(net)</sub> (Ton)	Q <sub>p(net)</sub> (Ton)
S-1	7	29	30	29	38.48	26.65	28717.21	0.50	2285.97	0.5774	55	38	-	24956.62	-
S-2	5	33	32	36	19.64	26.11	17943.44	0.47	2601.28	0.6249	59	49	-	15733.48	-
S-3	7	15	28	25	38.48	26.40	24383.84	0.53	1182.40	0.5317	32	27	-	17830.19	-
S-4	5	35	32	36	19.64	24.00	16493.40	0.47	2758.93	0.6249	69	54	-	15985.83	-

Fórmulas de capacidad última en la base		
Suelos Friccionantes		Suelos Cohesivos
Método 1	Método 2	
$Q_{p(net)} = A_p (N'_q - 1) \sigma'_v$ $A_p = \pi D^2/4$	$Q_{p(net)} = A_p ((1+2K_0) N'_\sigma / 3 - 1) \sigma'_v$ $I_{rr} = (ES/2(1+u_s)) \sigma'_v \text{Tg } \phi$ $ES = 78.2 N_{SPT} \quad u_s = 0.3$	$Q_{p(net)} = A_p C_u N'_c$ $N'_c = 9$

**7.2 Condiciones Actuales**

Del análisis general del suelo donde fue hincado el caisson en su primera etapa, se observó que los suelos han sufrido disturbación, lo que ha causado variaciones en sus características. El estrato friccionante que se estimó de apoyo para el caisson, localmente ha perdido parte de su resistencia, esto se verifica ya que los valores de N (SPT) han disminuido considerablemente. El cálculo de la fricción lateral se realizó bajo estas consideraciones, se hicieron correcciones por sobrecarga a los valores N(SPT).

Para la evaluación de la resistencia en la base se considera que el suelo debajo de la base está conformado por diferentes estratos, el cálculo se hace para dos casos:

**Caso I: Caisson apoyado sobre suelo friccionante que se encuentra sobre un suelo cohesivo**

**I.1** Aplicando la ecuación de Braja M. Das (1996) "Principles of Foundation Engineering" (third edition, pag. 170), se tiene:

$$q_u = c_u N_c + \gamma H^2 \left( 1 + \frac{2D_f}{H} \right) K_s \frac{\text{tg}(\phi)}{B} + \gamma D_f$$

Para un q<sub>u</sub> max :

$$q_{u \max} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + \gamma D_f N_q$$

**I.2** Aplicando la ecuación de Roy E. Hunt (1986) “Geotechnical Engineering Analysis and Evaluation (pag. 301) y asumiendo que las líneas de deslizamiento son verticales en la arena con  $\phi = 25^\circ$  a  $\phi = 50^\circ$ ,  $q_b$  es expresado:

$$q_b = q_b'' \exp \left[ 0.67 \left( 1 + \frac{B}{L} \right) (H/B) \right]$$

Capacidad de carga de la capa de arcilla, subyacente para una cimentación ficticia del mismo tamaño y forma que la cimentación sobre esta superficie  $q_b''$ .

$$q_b'' = c_u N_c S_c + \gamma' D_f$$

**Caso II: Caisson apoyado sobre una arcilla firme que se encuentra sobre una arcilla blanda ( $c_{u(1)} / c_{u(2)} > 1$ )**

**II.1** Aplicando la ecuación de Braja M. Das (1996) “Principles of Foundation Engineering” (third edition, pag. 168), se tiene:

$$q_u = \underbrace{\left[ 1 + 0.2 \left( \frac{B}{L} \right) \right]}_{\text{Por corte general en la capa del fondo}} c_{u(2)} N_c + \underbrace{\left( 1 + \frac{B}{L} \right) \left( \frac{2c_u H}{B} \right)}_{\text{punzonamiento}} + \gamma' D_f$$

$$q_{u \max} = \left[ 1 + 0.2 \left( \frac{B}{L} \right) \right] c_{u(1)} N_c + \gamma' D_f \quad \text{B, L= ancho y profundidad del caisson}$$

**II.2** Aplicando la ecuación de Roy E. Hunt (1986) “Geotechnical Engineering Analysis and Evaluation (pag. 301), se tiene:

$$q_b = c_{u(1)} N_m + \gamma' D_f$$

$$N_m = 1 / \beta + k s_c N_c \quad (N_m < s_c N_c)$$

$$\beta = BL / [2(B+L) H]$$

Donde:

$\phi$  = ángulo de fricción de la capa de suelo friccionante

$\gamma'$  = peso unitario del suelo friccionante

$K_s$  = coeficiente de resistencia por punzonamiento

$c_u$  = resistencia al corte no drenada

$N_c$  = Factor de capacidad de carga

$D_f$  = Profundidad de cimentación

$H$  = Espesor del estrato friccionante por debajo del nivel de cimentación

$\beta$  = índice de punzamiento

$B/L$  = 1 para cimentaciones circulares

$N_\gamma, N_q$  = factores de capacidad de carga adimensional en función de  $\phi$

Los resultados de la capacidad admisible en condiciones de diseño y en condiciones actuales se presentan en las siguientes tablas, para evaluaciones con y sin licuación:

### Capacidad de Carga Admisible en Condiciones de Diseño

Margen		Q <sub>r</sub> (Ton)		Q <sub>B</sub> (Ton)	Q <sub>ADM</sub> (Ton)	
		S/L	C/L		S/L	C/L
Derecha	Pilar	1257	848	24957	10485	10321
	Estribo	787	506	15734	6608	6496
Izquierda	Pilar	1006	746	17830	7534	7430
	Estribo	794	730	15986	6712	6686

### Capacidad de Carga Admisible para el Caisson en Condiciones Actuales

Margen		Q <sub>r</sub> (Ton)		Q <sub>B</sub> (Ton)	Q <sub>ADM</sub> (Ton)	
		S/L	C/L		S/L	C/L
Derecha	Pilar	1134	759	3078	1685	1654
	Estribo	727	633	975	681	644
Izquierda	Pilar	779	539	3146	1570	1474
	Estribo	560	408	2059	1048	987

En el cálculo de los asentamientos totales en condiciones actuales se ha considerado el asentamiento por consolidación. El resumen de la evaluación se presenta en la tabla siguiente:

### Asentamientos Elásticos de los Caissons en Ambas Márgenes del Río Mayo (Condiciones Actuales)

Márgenes	Sondaje	ND	H (m)	L (m)	B (m)	A <sub>B</sub> (m <sup>2</sup> )	P (m)	Es (T/m <sup>2</sup> )	Q <sub>Badm</sub>	Q <sub>Sadm</sub>	q <sub>B</sub> (T/m <sup>2</sup> )	I <sub>w</sub>	I <sub>p</sub>	I <sub>r</sub>	Asentamiento Elástico			Se (cm)
															S1	S2	S3	
Derecho	Pilar	12	4.00	22.50	7	1	22	937	1231	453.6	39.23	0.26	0.57	2.63	0.034	2.90	1.50	4.40
	Estribo	12	10.00	21.50	5	19.64	15.71	1100	390	291.0	19.85	0.49	0.55	2.74	0.025	2.00	0.80	2.82
Izquierda	Pilar	5	4.50	22.00	7	38.485	22	390	1258	311.6	32.7	0.40	0.58	2.62	0.033	8.46	2.54	11.00
	Estribo	5	3.00	21.50	5	19.64	15.71	390	823.6	224.0	41.94	0.28	0.56	2.72	0.041	6.92	2.00	8.95

### Asentamientos Total de los Caissons en Ambas Márgenes del Río Mayo (Condiciones Actuales)

Asentamiento por Consolidación											Asentamiento Elástico	Asentamiento Total
Margen	Sondaje	h	Cc	Pi Ton/m <sup>2</sup>	ΔP Ton/m	Δsi (cm)	Sc (cm)	Kcir	Sc <sub>r</sub> (m)	Se (cm)	ST (cm)	
Derecha	Pilar	2.10	0.54	25.28	14.58	7.9						
		0.80	0.48	27.30	11.72	2.1	13.00	0.73	7.60	4.40	12.00	
		1.90	0.55	29.85	8.38	4.0						
	Estribo	5.60	0.18	28.30	14.25	6.4						
		1.10	0.58	31.65	6.90	2.0	12.80	0.70	7.20	2.82	10.00	
		2.10	0.59	33.25	5.33	2.9						
		1.20	0.71	34.90	4.18	12.80						
Izquierda	Pilar	1.80	0.27	25.78	13	3.1						
		1.60	0.49	27.40	10	3.8	8.40	0.75	5.00	11.00	16.00	
		0.90	0.54	29.20	8	1.5						
	Estribo	0.60	0.61	23.10	18.9	3.4						
		2.40	0.28	24.60	13.9	4.7						
		0.65	0.62	26.13	10.40	2.1	12.30	0.72	7.00	8.95	15.95	
		1.65	0.30	27.30	8.50	2.1						



### 7.3 Cálculo de Asentamiento del Caisson en Condiciones Actuales por el Programa RECALQ

El programa RECALQ calcula el asentamiento elástico de la cimentación profunda, su metodología se basa en las ecuaciones de la teoría elástica (Ref. 5).

Para el cálculo de los asentamientos se tomarán los valores de carga admisible por punta y por fricción obtenidos para estas condiciones.

El siguiente cuadro muestra los resultados finales de los asentamientos elásticos obtenidos al emplear el programa RECALQ, para los estribos y pilares de ambas margen derecha del Río Mayo.

**Asentamiento Elástico por RECALQ-Margen Derecha**

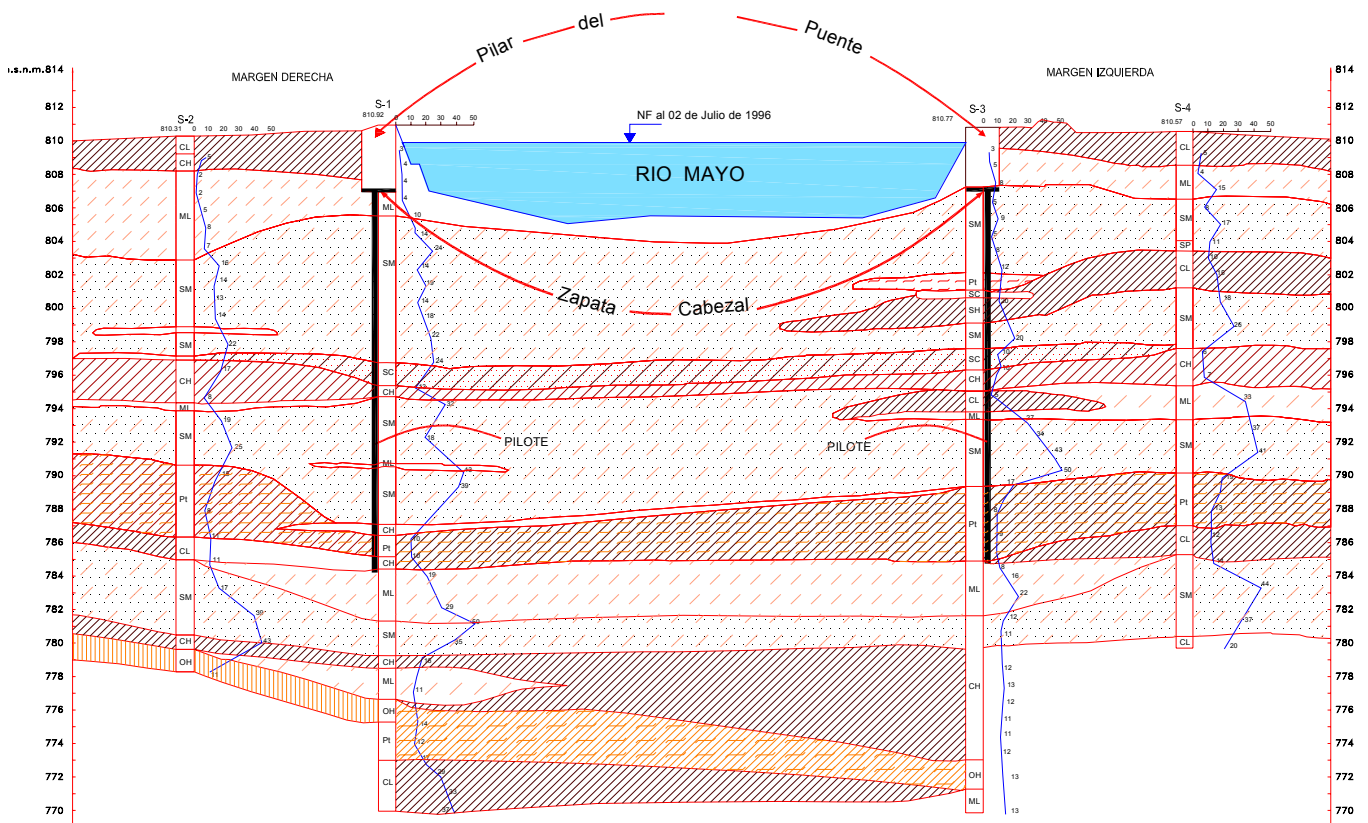
PUNTO	XPT (M)	YPT (M)	ZPT (M)	REC (M)	SONDAJE
1	5.000	35.000	21.500	.0263	SP ED
2	5.000	32.500	21.500	.0178	SP ED
3	2.500	35.000	21.500	.0176	SP ED
4	5.000	37.500	21.500	.0175	SP ED
5	7.500	35.000	21.500	.0176	SP ED
6	5.000	5.000	22.500	.0612	SP PD
7	5.000	1.500	22.500	.0364	SP PD
8	1.500	5.000	22.500	.0365	SP PD
9	5.000	8.500	22.500	.0366	SP PD
10	8.500	5.000	22.500	.0365	SP PD

**Asentamiento Elástico por RECALQ**

Método	Asentamiento en el pilar (cm)		Asentamiento en el pilar (cm)	
	Derecho	Izquierdo	Derecho	Izquierdo
Manual	4.58	11.0	2.5	8.95
RECALQ	6.1	12.0	2.6	10.55

### 8.0 CONCLUSIONES

- 1) En la evaluación del potencial de licuación de suelos en la zona se utilizó una aceleración de 0.30 g y un sismo de magnitud Ms 7. Llegándose a determinar una profundidad de licuación de 10 m.
- 2) Se estima la resistencia a la fricción lateral de los caissons para condiciones con y sin licuación de los estratos de arena, por lo que la capacidad por fricción lateral se debe a la contribución de los estratos arcillosos y arenas no licuables. Los valores de resistencia lateral para ambos casos, diseño y verificación son bastantes cercanos.
- 3) El perfil del año 2000 muestra una mayor concentración de materiales areno-limosos en la margen derecha del Río Mayo y una mayor presencia de materiales finos en la margen izquierda.
- 4) En cuanto a la resistencia en la base del caisson, la diferencia de los valores de carga son bastante grandes; en condiciones de diseño el máximo valor fue de 24 957 Ton, mientras en condiciones de verificación se obtuvo 3078 Ton, se asume que esto obedece a que los valores de resistencia a la penetración son menores y además porque se ha considerado que el suelo debajo de la base del caisson está compuesto por arena sobre arcilla o de una arcilla firme sobre una blanda.
- 5) Bajo estas condiciones, los asentamientos esperados serán no solamente aquellos de tipo elástico sino que además se presentarán asentamientos de consolidación debido a la compresibilidad del estrato cohesivo subyacente al estrato friccionante. El máximo asentamiento total en la margen derecha en condiciones actuales es de 12 cm.
- 6) Los valores de asentamientos elásticos en los caissons, calculados por el programa RECALQ, son bastante cercanos a los calculados manualmente, siendo los valores arrojados por el programa ligeramente mayores.



Esquema de disposición de los pilares del puente y profundidad a partir de la cual se contabiliza la longitud del pilote, en el perfil del suelo.

## 9.0 REFERENCIAS

1. Universidad Nacional de Ingeniería - CISMID - Laboratorio Geotécnico, “Estudio Geotécnico de la Cimentación del Puente Yuracyacu - Proyecto Especial Alto Mayo, 1996.
2. Universidad Nacional de Ingeniería - CISMID - Laboratorio Geotécnico, “Estudio Geotécnico de Verificación de la Cimentación del Puente Yuracyacu - Proyecto Especial Alto Mayo, 2000.
3. Parra Murrugarra, D.A, “Evaluación del Potencial de Licuación de Suelos de la Ciudad de Chimbote”, Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil. Lima - Perú, 1991.
4. Alva Hurtado, J.E. y Torres Cabrejos, R. “Mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas en el Perú”, Revista TECNIA de la Universidad Nacional de Ingeniería, Vol. 2, pp. 33-36. Lima, 1983.
5. Braja M. Das, “Principios de Ingeniería de Cimentaciones”. California State University, Sacramento. International Thomson Editores, Cuarta Edición, pp 675-6726. Mexico, 2001.