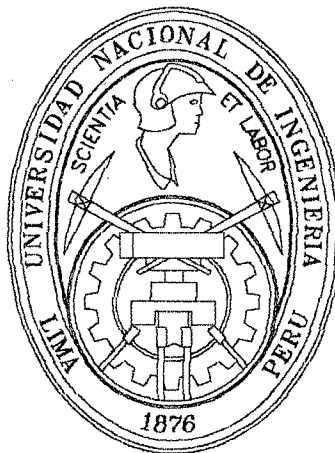


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**PROCEDIMIENTOS DE HINCADO DE LOS CILINDROS
DE CIMENTACIÓN EN EL PUENTE YURACYACU - ALTO MAYO**

TESIS

Para optar el Título Profesional de :
INGENIERO CIVIL

Daniel Marreros Zegarra

Lima-Perú
2001

Digitalizado por:

Consortio Digital del
Conocimiento MebLatam,
Hemisferio y Dalse

AGRADECIMIENTOS

Eternamente agradecido a **Dios** por las muchas bendiciones brindadas y por que sin él nada tendría sentido en el universo.

También quiero agradecer a los Ingenieros Luis Bazán Merino, Ing° Omar Loaiza Alatrística por incondicional apoyo brindado para la concepción inicial de este trabajo.

Así también, quiero dar gracias, en forma especial al Doctor Jorge E. Alva Hurtado por su valiosa asesoría en la elaboración de la presente Tesis.

Y por último, a todas aquellas personas que de alguna manera contribuyeron en la materialización de este proyecto.

DEDICATORIA

A mis Padres,
a mi esposa Rosario del Pilar
y a mi hijo Daniel Leví
por su apoyo incondicional.

TABLA DE CONTENIDO

TABLA DE CONTENIDO.....	4
INTRODUCCIÓN.....	8
CAPÍTULO I.....	12
CUESTIONES GENERALES.....	12
1.1 Introducción.....	12
1.2 Concepto de pilares de fundación.....	13
1.3 La aplicación de cilindros y cajones para cimentación de puentes.....	14
1.3.1 Tipos de caissons.....	15
Caisson Abierto.....	15
Caisson Cerrado o Neumático.....	16
CAPITULO II.....	19
MEMORIA DESCRIPTIVA Y ESTUDIOS.....	19
2.1 Puente Yuracyacu sobre el río Mayo.....	19
2.1.1 Memoria descriptiva.....	19
Ubicación y acceso.....	19
Características del proyecto	19
2.1.2 Especificaciones técnicas.....	20
Excavaciones	20
Encofrados.....	21
Concretos	22
Llenado.....	23
2.1.3 Hidrología y topografía de la zona.....	24
2.1.4 Estudio de suelos para fines de cimentación.....	25
Evaluación geofísica. Fundamentos.....	26

La Refracción Sísmica	27
El Ensayo Down Hole	28
Determinación de los parámetros - mecánicos y dinámicos de los suelos.....	29
Métodos de penetración.....	30
Ensayos de penetración dinámica.....	30
Método del cono Peck.....	31
Resistencia cortante de los suelos a partir del ensayo de penetración estándar SPT.....	32
Resultados de la evaluación geofísica.....	37
Resultados de ensayos de penetración.....	38
Sondajes S-1 (Margen Derecha - Zona Pilar).....	38
Sondajes S-2 (Margen Derecha - Zona Pilar).....	40
Sondajes S-3 (Margen Izquierda- Zona Pilar).....	43
Sondajes S-4 (Margen Izquierda- Zona Pilar).....	45
 CAPITULO III.....	 53
 CONSIDERACIONES DE DISEÑO.....	 53
3.1 Diferencias entre cajones y cilindros de cimentación....	53
3.2 Análisis de la cimentación.....	55
3.2.1 Cálculo de la capacidad de carga en la base de cajones o cilindros	55
Metodología para la determinación de la capacidad de carga base.....	58
Aplicación de formulas de capacidad e la base de los caissons de los pilares.....	59
3.2.2 Cálculo de la capacidad de carga por fricción de las paredes laterales de cajones o cilindros.....	66
Metodología para calcular la fricción en los caissons.....	68
3.2.3 Cálculo de asentamientos.....	70

3.2.4	Cálculo del espesor del tapón inferior en los cajones o cilindros.....	77
1.	Cálculo de "t" en el pilar izquierdo.....	80
2.	Cálculo de "t" en el pilar derecho.....	82
CAPITULO IV.....		85
TRABAJOS DE CAMPO.....		85
4.1	Métodos de hinca de cajones aplicados en el puente Yuracyacu.	
4.1.1	Pozo indio.....	85
	Air Lift.....	90
4.1.2	Cajón neumático.....	90
	El método neumático.....	91
	Tiempos de adaptación a la presión de trabajo....	94
	Descripción de las partes de caisson neumático...	98
	Metodología empleada en el caisson neumático....	101
4.1.3	Aplicación de lodo bentonítico.....	104
a)	Aplicación de lodo en el fondo del caisson..	105
b)	Aplicación de bentonita por los orificios de encofrados.....	108
4.1.4	Descompresiones rápidas "boquillazo".....	111
4.2	Análisis dinámico del proceso de hincado de cilindros o cajones.....	113
4.3	Determinación de coeficiente de fricción en el campo	125
4.3.1	Descripción de las fuerzas que intervienen en el proceso de hincado.....	113
4.3.2	Modelo físico del proceso.....	115
	Dos formas en que se produce el descenso de los caissons.....	116
	Dinámica del hincado por gravedad.....	117

4.3.1	Determinación de fricción en el estribo derecho.....	126
	Estudio de la razón por qué el caisson del estribo derecho sube 1 cm cuando la presión de aire a 2.55 ba.....	128
	Determinación del coeficiente de fricción del suelo.....	132
	Definición de fricción dinámica.....	133
	Definición de fricción estática.....	134
4.3.2	Determinación de la fricción en el estribo izquierdo.....	134
4.4	Comparación entre los coeficientes de gabinete y de campo.....	136
4.5	Análisis de costos del proceso de hincado con rendimientos de obra.....	139
CAPITULO V.....		144
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		144
5.1	La fricción como principal oponente al hincado de cajones o cilindros.....	144
	Estudio de factibilidad de hincado del estribo derecho.....	150
	Diseño de caissons factible de hincado.....	152
5.2	Consideraciones que no deben dejar de lado al inicio de la hinca de cilindros o cajones.....	157
5.3	Recomendaciones finales.....	159
CAPITULO VI.....		161
BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS		161
ANEXOS, PLANOS Y FOTOGRAFÍAS.....		163

INTRODUCCIÓN

La Tesis que presentamos se relaciona con la obra: puente Yuracyacu sobre el río Mayo.

Esta obra está ubicada en la provincia de Rioja, departamento de San Martín; estructuralmente el puente tiene las siguientes características: superestructura de concreto postensado (luz de 150 metros) apoyado en cuatro cilindros de cimentación (dos en cada margen) que tendrán una profundidad de desplante, cada uno, de 24 metros aproximadamente.

El hincado de dichos cilindros, ha presentado muy serios problemas ya que no obstante de haber avanzado en un 88% los trabajos, a la fecha todavía no se llega a la cota de cimentación en ninguno de los cilindros.

El problema se presenta cuando los caissons detienen su descenso durante la aplicación del método de Caisson Abierto, la profundidad de hincado es tal que la superficie de contacto entre el caisson y el suelo desarrolla una fuerza de fricción que supera al peso propio del caisson impidiendo de esta manera su descenso, además el nivel freático ya no se podía deprimir mediante bombeo dada la cantidad de agua subterránea.

Para proseguir con el hincado de los caissons se adopta entonces la aplicación del método neumático para poder deprimir el agua freática y excavar manualmente en el fondo seco. Se consigue secar el fondo con el aire comprimido la

presión de trabajo es adecuada sin embargo, el caisson no desciende, el problema seguía sin solución.

De cara al problema se han planteado, previa experimentación en un periodo de cuatro meses, tres métodos que aplicados simultáneamente dieron resultados relativamente positivos; estos métodos son:

- Aumento de peso al cilindro mediante aplicación de lastre adicional
- Excavación manual en el fondo del cilindro mediante el uso de Campana Neumática y aplicación de descompresiones violentas "boquillazo", a fin de producir impacto y vencer las fuerzas de fricción.
- Aplicación de lodo bentonítico (disolución de bentonita sódica en agua 150 kg/m^3) y a su vez aplicada en la superficie de contacto pared - suelo a razón de 10 kg/m^2 . y aprovechar así sus propiedades tixotrópicas para reducir la fricción suelo - pared.
- Paralelamente se implementó el método del Air - Lift que viene a ser una adaptación de una perforadora de hacer pozos a los trabajos de excavación en el caisson abierto. Este método se empleó en el interior de los caissons pero su uso fue limitado.

La aplicación de los tres primeros métodos nos dio un avance promedio de hincado diario de 8 cm/día que era por demás alentador frente a los cero centímetros que se movieron por mas de un año.

Con todos estos antecedentes se llegó a las siguientes conclusiones:

- Físicamente ya no es posible seguir aumentando el peso mediante lastre por lo que esta opción, quedó desechada.
- La excavación se seguirá realizando con la ayuda de la Campana Neumática a fin de aprovechar el aire comprimido para la aplicación del lodo tixotrópico en la pared del cilindro y por que es el mejor método de excavación.
- Aplicar bentonita sódica en una proporción mayor (24 kg/m²) a la aplicada anteriormente, a fin de tener rendimientos de hincado que se aproximen a los doce centímetros diarios.
- Seguir aplicando el boquillazo que produce el impacto y activa las propiedades tixotrópicas de la bentonita.

También se presenta, para ampliar las ilustraciones, la experiencia concreta del hincado de caissons en la Reconstrucción del Puente Bolognesi en la ciudad de Piura.

El objetivo principal de la presente Tesis es proporcionar la metodología a seguir para poder determinar con suficiente precisión la **factibilidad** de hincado de los caissons basado en el conocimiento cabal de los tipos de suelo que atravesará el caisson durante su hincado teniendo como meta llegar a la cota de cimentación determinada por el Proyectista.

Se presenta finalmente el diseño geométrico el caisson ideal para el caso de la cimentación del Puente Yuracyacu

sobre el río Mayo. Este diseño se hace desde el punto de vista de factibilidad de hincado apoyándonos en el conocimiento de los parámetros geotécnicos de los suelos obtenidos por el Laboratorio Geotécnico del CISMID (Centro de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres) de la Universidad Nacional de Ingeniería.

CAPÍTULO I

CUESTIONES GENERALES

1.1 Introducción

En este trabajo de investigación que se ha realizado, se analiza el proceso del hincado de cajones (caissons) de cimentación para puentes desde el punto de vista de las dificultades que se presentan cuando se construyen estas estructuras, estas dificultades habituales en el proceso de hincado de los caissons son el control de la verticalidad y desplazamientos y la lucha contra la fricción que ofrece el terreno al hincado de estos elementos fundamentales en la cimentación de los puentes.

Aunque la aplicación de caissons es tan antiguo como los primeros puentes de envergadura que se construyeron, sin embargo la configuración y los métodos, en esencia, se han mantenido. No han variado las leyes del equilibrio de las fuerzas que determina la estabilidad de las estructuras, lo que realmente ha variado, y se ha progresado, es el conocimiento del suelo de fundación y su interacción con la estructura. En otras palabras, el avance de la Geotecnia que permite dar un enfoque mas racional a este tema tan interesante.

En nuestra era de modernización acelerada, el hombre se encuentra aún invariablemente en el eje central, sin sus esfuerzos espirituales y físicos no podría erigirse ninguna obra por mas pequeña o monumental que fuese. Desde estas líneas rendimos homenaje a los pioneros en la aplicación de caissons en nuestro Perú y en la humanidad que muchas veces pagaron con sus vidas su participación en

estas obras monumentales, a los que en el presente y en el mañana serán quienes asuman la dirección de esta noble tarea de cimentar ya que es esta una fuente inagotable de retos y satisfacciones.

1.2 Concepto de pilares de fundación

El término pilar de fundación se asocia a la estructura que se encarga de transmitir las cargas de servicio de la superestructura hacia la subestructura. Es por eso que a los pilares de fundación se les puede definir como elementos intermedios entre la subestructura y la superestructura. Sin embargo el término pilar de fundación también se atribuye a un cimiento de gran tamaño que tiene una longitud tal que permite llevar las cargas de la estructura a un estrato mas resistente, dando el empotramiento necesario para satisfacer las exigencias tanto portantes como de erosión de la estructura proyectada.

Para la presente Tesis el término pilar será sinónimo de caisson, cilindro o cajón de cimentación.

Los Caissons pueden ser de las mas variadas formas en planta, así como pueden ser grandes o pequeños, altos o bajos siendo quizá la relación mas importante de su geometría, la que existe entre la profundidad de desplante y su ancho ($D_f / B \geq 4$) que da una idea de la profundidad que alcanzan estos elementos.

Según los profesores Juárez Badillo y Rico Rodríguez (1) las cimentaciones profundas se clasifican de la siguiente manera "Los elementos muy esbeltos, con dimensiones transversales de orden comprendido entre 0.30 m. a 1.00 m. se denominan Pilotes ..."

" Los elementos cuyo ancho sobrepasa 1.00 m. pero no excede del doble de ese valor suelen llamarse Pilas".

"No se ha establecido hasta hoy una distinción definida".

"Por último, se requieren muchas veces elementos de mayor sección que los anteriores a los que se da el nombre de **Cilindros o Cajones** según su forma" (Referencia 15).

1.3 La aplicación de cilindros y cajones para cimentación de puentes

La aplicación de caissons en la cimentación de puentes data de tiempos remotos aquí mostramos un fragmento del libro de David Steiman y Sara R. Watson, "Puentes y sus constructores" , donde trata de la construcción del puente Westminster (Inglaterra 1738 - 1750) que es la obra pionera en la aplicación de Caissons en puentes:

"El problema constructivo mas interesante fue la cimentación de las pilas; fue la primera vez que se empleaban cajones abiertos. Eran cajas de madera sin fondo ni tapa, contruidos en la orilla, remolcadas hasta las pilas y sumergidos después". "Unas ataguías ofrecían protección adicional a la cimentación de la pila, pero a pesar de todo ello en menos de un siglo la cimentación comenzó a fallar".

"Con todo, el cajón abierto se reveló como un método eficaz. Solo se necesitaba mas experiencia para aprender a usarlo".

Lógicamente, la aplicación de caissons en los puentes ha ido evolucionando a través del tiempo desde la aplicación del primer caisson se han aplicado una muy nutrida variedad de formas, materiales utilizados y métodos de trabajo que solo una colección de planos de los tipos mas usados constituiría por si solo un volumen considerable. Sin embargo dada nuestra geografía los caissons mas utilizados son los de sección circular, perímetro mínimo, unicelulares de concreto armado y con diámetros que oscilan entre los 5.00 metros y 15.00 metros que son las medidas mas usuales en nuestro país.

1.3.1 Tipos de caissons

Como ya se mencionó la variedad de tipos de caisson es tan amplia pero podemos clasificarlos en dos tipos fundamentales, caisson abierto y caisson cerrado.

Caisson Abierto

Como su nombre lo indica se refiere geoméricamente a un prisma que no tiene ni tapa ni fondo, pero esta forma solo es transitoria debido a que sirve para proteger la excavación mientras dura el proceso de hincado ya que finalmente, por lo menos, se vaciará un sello o tapón inferior y una tapa superior, cuando se llegue a la cota de cimentación definitiva.

En planta su forma puede ser de la forma que se adecue a las circunstancias, sin embargo las mas utilizadas son las

circulares y las cuadradas o rectangulares. Cuando el caisson es de sección mayor se puede proyectar de tal manera que tenga varias cavidades que a su vez debe permitir excavar en el fondo con cualquiera de los métodos conocidos.

Es mediante la aplicación de Caissons Abiertos que se alcanza las máximas profundidades de desplante ya que si el nivel de napa freática impide la excavación a mano se puede utilizar máquina y se puede excavar con el agua freática presente. El ingeniero Daniel Moran inventó técnicas para controlar el hincado de grandes cajones abiertos en la cimentación del puente de la bahía de San Francisco a Oakland. hincando un caisson de 28 x 60 m en planta, alcanzando la profundidad colosal de 67 m debajo del nivel de agua.

Caisson Cerrado ó Neumático

Este tipo de caisson es similar al caisson abierto, la diferencia está en que el cerrado, como su nombre lo indica, tiene un "techo" que sirve como tapa hermética para contener la presión necesaria para mantener el agua freática a nivel de borde cortante y así poder excavar en el fondo para producir el hincado del caisson. El método Neumático fue sugerido por primera vez en 1647 por Papín, y tiempo después por Coulomb en 1779, en la obra "Puentes y sus constructores" de David B. Steiman indica que el primer caisson neumático en la cimentación de un puente es Rochester en Inglaterra (1851) pero fue Eads quien perfeccionó el método y lo aplicó en el puente que lleva su nombre, alcanzando una profundidad de 31.0 metros de

hincado en el estribo, el puente Eads se construyó sobre el río Mississippi. Este puente junto al puente Brooklyn, en la década de 1870, representan la primera aplicación de caissons neumáticos. El ingeniero Daniel Moran en el año 1,936 contribuyó al perfeccionamiento del método neumático.

El principio del método neumático consiste en aplicar una presión igual a la profundidad del borde cortante en la napa freática, o dicho de otra manera se aplica una presión igual a la presión hidrostática exterior, por consiguiente el límite de profundidad del caisson lo dará la resistencia que puede tener un hombre para trabajar bajo aire comprimido. Siendo este límite de 3.5 kg/cm^2 por consiguiente la altura hidrostática máxima para trabajar con cajón neumático es de 35.0 m aproximadamente.

Otra diferencia importante es la que la cámara de trabajo en el fondo es de altura reducida (3.00 m. aproximadamente) esto permite tener un volumen considerable en la parte superior donde se puede colocar lastre adicional al peso propio del caisson ya que, como veremos en su momento, los caissons neumáticos deben ser mas pesados que los abiertos para facilitar su hincado. El peso propio de los caissons es la propiedad mas importante para vencer la fricción que es a su vez el principal obstáculo para la construcción de estos elementos estructurales. Existen además otros tipos de caisson que son modificaciones de las básicas mencionadas anteriormente, sin embargo, lo mas sensato es proyectar un caisson versátil que permita alternar, según sea la necesidad, entre uno abierto con otro cerrado. Y mas

aún, debe permitir empalmar a la uña dovelas anulares a partir de cierta cota, si así lo requieren las circunstancias.

Además existen los pozos colados in - situ que consisten en excavar, en el terreno, el volumen que va a ocupar el pilar, con ayuda de lodos tixotrópicos se impide el derrumbe de las paredes del pozo hasta que se alcanza el nivel de desplante y luego colocar el concreto en el pozo, previa colocación de la armadura, pero este no es el tema de esta tesis ya que tratamos el problema del hincado de los caissons.

CAPÍTULO II

MEMORIA DESCRIPTIVA Y ESTUDIOS

2.1 Puente Yuracyacu sobre el río Mayo

2.1.1 Memoria descriptiva

Ubicación y acceso

El área de emplazamiento de la obra se ubica en el sector nor - oriental del Perú, en la zona conocida como puerto de Yuracyacu, que se encuentra localizada en los límites de los distritos de Yuracyacu y Moyobamba que pertenecen a las provincias de Rioja y Moyobamba respectivamente - Región San Martín.

La zona del proyecto tiene las siguientes coordenadas geográficas:

77° 13' de Longitud Oeste

05° 54' de Latitud Sur

Se puede llegar desde la ciudad de Rioja hasta Yuracyacu a través de la carretera afirmada en un tiempo de 20 minutos aproximadamente, la distancia promedio es de 22 km. (Ver figuras N° 01 y 02 en el Anexo).

Características del proyecto

El proyecto consiste en la construcción de un puente de 150 metros de largo con 90 metros de luz libre, sobre el río Mayo que permitirá comunicar los distritos de Yuracyacu y Moyobamba.

El puente se cimentará sobre cuatro cilindros (caissons) alineados a lo largo del eje longitudinal del puente. Los

extremos (estribos) equidistan 150 metros y los interiores (pilares) equidistan 90 metros. Ninguno de los caissons se ubica en el lecho del río.

La carga máxima transmitida a cada pilar es del orden de 5,000 toneladas.

La superestructura consiste en dovelas de concreto postensado construidas con el método de doble voladizos sucesivos.

2.1.2 Especificaciones técnicas

Excavaciones

Las excavaciones se refieren al movimiento de todo material y de cualquier naturaleza, que deba ser removido para proceder a la construcción de las cimentaciones y elevaciones de las subestructuras, de acuerdo a los planos.

Las cotas de fondo de cimentación indicadas en los planos pueden ser modificadas por orden escrita de la Supervisión, si tal variación fuese necesaria para la estabilidad de la obra.

En cualquier tipo de suelo, al ejecutar los trabajos de excavación, se tendrá la preocupación de no producir **alteraciones** en la consistencia del terreno natural de la base.

Encofrados

Los encofrados se refieren a la construcción de formas temporales para contener el concreto de modo que éste, al endurecer, tome la forma que se estipula en los planos respectivos, tanto en dimensiones como en su ubicación en la estructura.

Los encofrados deberán ser diseñados y construidos de modo que resistan totalmente el empuje de concreto al momento del relleno sin deformarse. Para dichos diseños se tomará un coeficiente aumentativo de impacto igual al 50% del empuje del material que deba ser recibido por el encofrado.

En todo caso, el encofrado deberá ser capaz de resistir el peso de la estructura mientras no sea autoportante.

Los encofrados no podrán quitarse antes de los tiempos siguientes, a menos que la Supervisión lo autorice por escrito:

Pared de caisson	24 horas
Cimentación y elevaciones	3 días
Losas	14 días
Fondo de vigas	21 días

Todo encofrado para volver a ser usado no deberá presentar alabeos ni deformaciones y deberá ser limpiado con cuidado antes de ser colocado.

Concretos

Las clases de concreto a usarse, probetas cilíndricas a los 28 días son:

* Concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$,
Tablero y Contrapesos.

* Concreto $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Elevaciones y Zapatas.
Pilares y Estribos.

* Concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
Muros de Pilares y Estribos.

* Concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
En Veredas, Barandas, Losas de acceso y Solados.

* Concreto $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$
En Tapones de Pilares y Estribos.

El cemento a usarse será el Pórtland tipo I, el agua y el agregado que se use deberá cumplir con los requisitos mínimos de calidad.

La mezcladora no debe tener el eje inclinado más de 20 grados con la horizontal.

El tiempo de mezclado no será menor de 1 minuto ni mayor de 5 minutos. Las mezcladoras estarán equipadas con un dispositivo cronométrico aprobado para el control de este tiempo. Asimismo deberá proveerse de los elementos

necesarios para el control estricto de la cantidad de agua de la mezcla.

El acero de refuerzo será el corrugado de grado 60 $F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$.

Llenado

El concreto deberá ser transportado y colocado de modo de no permitir la segregación de sus componentes, permitiéndose para su transporte solamente las carretillas o buggies con llantas neumáticas, los cucharones o baldes de plumas y uso de bombas especiales.

No se aceptará para el llenado concretos que tengan más de 30 minutos de preparados, haciéndose la salvedad que los que no hayan sido utilizados de inmediato, deberán haberse mantenido en proceso de agitación adecuada hasta su utilización siempre que este tiempo no sobrepase los 30 minutos citados.

Al depositar en concreto en las formas, e inmediatamente deberá ser convenientemente compactado. Se usarán aparatos a vibración interna, de frecuencias no menores de 6,000 vibraciones por minuto. El contratista dispondrá de un número suficiente de vibradores para compactar cada tanda tan pronto como sea colocada en las formas.

Las juntas de construcción estarán localizadas donde se indique en los planos respectivos o en su defecto donde lo indique la Supervisión. Las juntas deben ser perpendiculares a las líneas principales de fatiga y en

general estarán localizadas en los puntos donde el esfuerzo cortante sea mínimo. Cuando se necesiten juntas de construcción verticales, las barras de refuerzo deberán ser extendidas a través de la junta de tal manera que la estructura resulte monolítica además de haber dejado en tales casos llaves de corte formadas por endentaduras de las superficies.

2.1.3 Hidrología y topografía de la zona

El área en estudio forma parte de la Vertiente Oriental de la Cordillera Nor Oriental de los Andes del Perú; la zona está comprendida en el tramo medio inferior del Valle del Alto Mayo.

Las precipitaciones pluviales alcanzan 1,150 mm/año y están concentradas en la estación veraniega. Ellas mantienen en los relieves una vegetación de bosque espeso, correspondiente a la ecorregión de Selva Alta o Yungas.

La planicie del Alto Mayo es una zona intramontañosa localizada a una altitud aproximada de 600 m.s.n.m. Ella corresponde al tope de un relleno sedimentario lacustre y fluvial de edad cuaternaria. La horizontalidad de esta planicie es puesta en evidencia por el curso meandriforme del río Mayo, que divaga sobre ella. Esta zona está aprovechada íntegramente por la agricultura.

El río Mayo en épocas de creciente (enero - marzo) suele desbordarse fácilmente llegando sus aguas hasta el pueblo de Yuracyacu, inundando completamente los terrenos de

cultivo circundantes (ver Figura N° 2 Ubicación en el Anexo).

2.1.4 Estudio de suelos para fines de cimentación

“ No debe realizarse el diseño y construcción de cimentaciones profundas sin ningún tipo de investigación del sub - suelo, pues una investigación detallada con amplios ensayos in situ y en el laboratorio se ve ampliamente compensada ya que puede diseñarse la cimentación y **planearse su construcción** a la luz de un completo conocimiento del suelo y de las condiciones de agua del terreno”.

M.J. Tomlinson

2.1.4.1 Exploración de campo (Métodos geofísicos, zondajes)

Los trabajos de campo realizados consistieron en cuatro (04) sondajes de exploración, dos de ellos de 40 metros de profundidad, ubicados en la zona donde irán los pilares del futuro puente y los otros dos de treinta metros cada uno, ubicado en la zona de los futuros estribos. Los sondajes fueron realizados en los puntos señalados por el proyectista estructural y se presentan en el plano P-1; “Topográfico - Ubicación de Sondajes - Lineas de Refracción Sísmica y Ensayos Down Hole”.

Evaluación geofísica. Fundamentos

Objetivo

El objetivo principal de las investigaciones geofísicas es diferenciar las capas de subsuelo existentes en el área de estudio según el valor de las velocidades de las ondas elásticas y determinar a partir de ellas los valores de los parámetros elásticos (parámetros físico - mecánicos dinámicos), que servirán para el diseño de la futura obra.

Fundamentos

Los diferentes tipos de roca presentan, como regla, diferentes valores de sus propiedades físicas - entre las cuales están las propiedades elásticas y eléctricas - que dependen de las diversas características que presentan tales como, la litología, grado de fracturamiento y meteorización, humedad y composición del agua contenida.

En el caso de los depósitos no consolidados, la composición litológica de sus clastos, su granulometría y el grado de compactación, además de presencia o ausencia de agua en los poros, son los factores determinantes de las diversas propiedades físicas.

Lo expuesto sirve como fundamento, para que en base a mediciones de las propiedades físicas del terreno, se pueda diferenciar los distintos tipos de roca y de depósitos sueltos presentes en determinado sector. Sin embargo, debido a la multiplicidad de factores que intervienen, no existe una correspondencia unívoca entre los valores de las propiedades físicas y la litología del subsuelo,

presentándose rangos amplios de variación de las propiedades medidas, por lo que hay traslapes entre uno y otro tipo de roca, resultando a veces, ciertas ambigüedades en la asignación de la litología.

Además también se presentan limitaciones en la misma metodología de medición, debido a que se trata de medir propiedades físicas de capas del subsuelo que no están accesibles y que solo de la superficie se debe determinar en forma indirecta, utilizando modelos simplificados, los cuales no siempre se presentan en la naturaleza. Por ello en la prospección se debe utilizar ampliamente la información directa disponible, como son los datos de geología de superficie y de subsuelo para correlacionar los resultados.

En el presente caso se ha usado los ensayos de **Refracción Sísmica** para determinar la velocidad de propagación de las ondas elásticas longitudinales V_p y el ensayo **Down - Hole** para determinar además de V_p la velocidad de las ondas longitudinales transversales o de corte V_s .

La Refracción Sísmica

Las ondas elásticas se propagan siguiendo las leyes de la óptica, cuando un rayo luminoso atraviesa medios transparentes de diferente densidad, se producen así, refracciones y reflexiones de los rayos de las ondas elásticas que se profundizan y regresan a la superficie.

De ello se vale la prospección sísmica para que, desde la superficie, mediante un conveniente sistema de medición de

los tiempos de llegada de las ondas a determinados puntos del terreno, se logre determinar la estructura del subsuelo, diferenciado las capas de acuerdo a los valores de la velocidad de propagación de las ondas elásticas. Las secciones así obtenidas son las llamadas **secciones sísmicas** y los límites de separación entre medios de distinta velocidad son llamados **límites geosísmicos**.

Para que el método sea efectivo, es necesario que las capas presenten velocidades mayores a mayor profundidad.

La interpretación se ha efectuado por el Método De Tiempos De Intercepción y del Hodógrafo Diferencial.

En la etapa inicial, fueron demarcadas en los sismogramas "las primeras llegadas" de las ondas a los receptores, determinándose el tiempo transcurrido desde el momento de la explosión. En base a estos datos fueron elaborados los hodógrafos de cada perfil.

Los espesores son determinados con las siguientes relaciones:

$$h_1 = V_1(t_{01}) / 2 \times \text{Cos}(i_{12})$$

$$h_2 = \frac{V_2}{2\text{Cos}(i_{23})} (t_{02} - t_{01}) \frac{\text{Cos}(i_{13})}{\text{Cos}(i_{12})}$$

Donde:

Los subíndices indican el número de Capa de arriba hacia abajo.

h y V : Espesor y velocidad de capa

t_0 : Tiempos de intersección
 $\text{Cos}(i_{12})$: $\text{arc sen } V_1 / V_2$
 $\text{Cos}(i_{13})$: $\text{arc sen } V_1 / V_3$
 $\text{Cos}(i_{23})$: $\text{arc sen } V_2 / V_3$

La relación para calcular el espesor de la tercera capa es mas compleja; sin embargo, existen métodos de simplificación para la interpretación manual. Actualmente, con el uso de computadoras, es posible calcular rápidamente los espesores de un gran número de capas.

En todos los casos, las profundidades son calculadas según la normal al límite refractante y es necesario corregirlas para obtener las profundidades según la vertical, cuando las investigaciones se hacen en laderas.

El Ensayo Down Hole

El ensayo Down Hole es un perfilaje sísmico a lo largo de algún sondeo mecánico con la fuente de las ondas elásticas ubicada en la superficie y los sensores dentro del sondeo.

Se mide los tiempos de llegada a las ondas a los sensores y se obtiene también el gráfico tiempo - distancia u hodógrafo, a partir del cual se obtiene directamente los valores de velocidades de las capas del subsuelo y sus límites.

Determinación de los parámetros físico - mecánicos y dinámicos de los suelos

La teoría de la elasticidad ha establecido las relaciones para determinar el Módulo Dinámico de Elasticidad, el Coeficiente de Poisson y otros a partir de la densidad del

medio y de los valores de las velocidades de las ondas elásticas longitudinales o compresionales V_p y de las velocidades de las ondas elásticas transversales o de cizallamiento V_s . Los resultados obtenidos corresponden a los **parámetros dinámicos** y en general son **mayores** que los **módulos estáticos**, determinados con ensayos de **mecánica de suelos**.

Las relaciones aludidas son las siguientes:

Coefficiente de Poisson,

$$\mu = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}$$

Módulo Dinámico de Elasticidad

$$E_d = V_p^2 \cdot \mu \left(\frac{(1 - 2\mu)(1 + \mu)}{1 - \mu} \right)$$

Métodos de penetración

Ensayos de penetración dinámica

Dentro de los ensayos de penetración dinámica para la exploración de suelos, tenemos:

Ensayo de penetración estándar (SPT) (ASTM - D - 1586)

Ensayo de penetración dinámica Cono Peck (CP)

Ensayo con sonda de percusión ligera (SPL).

De los 3 ensayos arriba citados, el primero es el mas utilizado para la exploración de suelos, pues proporciona una muestra representativa para propósitos de identificación y a la vez mide la resistencia del suelo a la penetración de un muestreador (ver foto N° 20 en el anexo de fotografías) la cual es un indicador de su resistencia cortante. El segundo es un ensayo similar al SPT, modificándose solo el muestreador por un cono de 2" de diámetro y un ángulo de 60° en la punta. La desventaja del ensayo de penetración dinámica Cono Peck, es que éste no recupera la muestra. El tercer ensayo es el de percusión ligera, denominado SPL, que consiste en introducir una sonda en el subsuelo por medio de una guía de penetración, desde una altura de caída constante, registrándose luego la profundidad de penetración y el número de golpes.

Método del cono de Peck

La auscultación con el cono de Peck es un ensayo de penetración dinámica, que no recupera muestra. Se utiliza un cono de 2" de diámetro y ángulo de 60° en la punta. El cono se instala al extremo de una serie de barras de perforación AW. Para la penetración se usa la misma energía que en el ensayo SPT, es decir, un martillo de 140 libras de peso y 30" de caída. Se registra el número de golpes requerido por cada tramo de penetración cuyas longitudes son elegidas en cada caso dependiendo de la resistencia que opone el suelo a la penetración; las longitudes mas comunes son de 15 cm y 30 cm.

El cono Peck ha sido calibrado mediante correlación estadística con el Ensayo de Penetración Estandar,

comparándose los resultados obtenidos por ambos procedimientos exploratorios en sondeos adyacentes uno al otro. La calibración obtenida es la siguiente (Michelena y Repetto, 1973) (Ref. 16)

Para suelos granulares $N_{spt} = 0.50 C_n$

Para suelos cohesivos $N_{spt} = C_n$

Donde:

N = Número de golpes por 30 cm de penetración en el SPT

C_n = Número de golpes por 30 cm de penetración con el Cono Peck

El ensayo de auscultación con el Cono Peck, permite investigar con rapidez depósitos de suelo con estratigrafía relativamente uniforme, pero en alguna manera reemplaza al SPT y a las muestras que éste proporciona.

Diversos trabajos se han presentado para determinar la correlación entre el SPT y el cono Peck (llamado DPT en la nueva norma de Cimentaciones E: 050), y la mayor parte de ellos coincide con la investigación antes citada.

Resistencia cortante de los suelos a partir del ensayo de penetración estandar SPT

La resistencia a la penetración es un indicador de la **compacidad de los suelos no cohesivos** y de la **resistencia cortante de los suelos cohesivos**, pues es, en efecto, un ensayo dinámico de esfuerzo cortante in situ.

Al haber ejecutado algunos ensayos de penetración dinámica con el cono Peck en el sondaje S - 1 y al haber estudiado la correlación existente entre el número de golpes del ensayo SPT y del Cono Peck, es conveniente utilizar las tablas de compacidad y resistencia a la compresión simple elaboradas para un número de golpes / pié del ensayo de penetración estándar y así determinar parámetros del suelo. El siguiente cuadro muestra la relación existente entre el número de golpes del SPT y la compacidad relativa.

Cuadro N° 1

COMPACIDAD RELATIVA DE ARENAS

Número de Golpes / pié	Compacidad Relativa
0 - 4	Muy suelta
4 - 10	Suelta
10 - 30	Media
30 - 50	Densa o Compacta
> 50	Muy Densa o Muy Compacta

Cuadro N° 2

RESISTENCIA DE LOS SUELOS COHESIVOS

N° de golpes/pié	Consistencia	Resistencia a la Compresión Simple q_u (Kg/cm ²)
< 2	Muy Blanda	< 0.25
2 - 4	Blanda	0.25 - 0.50
4 - 8	Media	0.50 - 1.00
8 - 15	Rígida	1.00 - 2.00
15 - 30	Muy Rígida	2.00 - 4.00
> 30	Dura	> 4

Según Terzaghi y Peck, 1948.

Cabe destacar en este punto que aunque la prueba de penetración estándar no puede considerarse como un método refinado de investigación, los valores de N dan útiles valores preliminares de la resistencia o la compacidad de la mayor parte de suelos que en algunos casos pueden darnos luz incluso a la hora de elaborar el proyecto definitivo, de alguna u otra manera determina si es necesario realizar pruebas mas precisas en un determinado caso.

También existe relación entre el N_{spt} y el ángulo de fricción interna de los suelos pero ésta es solamente aproximada debido a las limitaciones inherentes a su misma naturaleza siendo mas confiables si se trata de suelos granulares que cuando son suelos cohesivos.

2.1.4.2 Pruebas de campo

En el terreno se han realizado cuatro **sondajes**, éstos son:

- S - 1 Margen derecha - Pilar derecho
- S - 2 Margen derecha - Estribo derecho
- S - 3 Margen Izquierda - Pilar izquierdo
- S - 4 Margen Izquierda - Estribo izquierdo

También se ha realizado una **Evaluación Geofísica**

Se ha efectuado trabajos en cuatro perfiles de refracción de 150 m de longitud cada uno fueron efectuadas mediciones sísmicas a lo largo de los sondeos S - 1 y S - 3. las ubicaciones de los perfiles y sondeos investigados son mostrados en el plano P - 1 "Topográfico - Ubicación de zondajes - Líneas de Refracción Sísmica y Ensayos Down Hole.

Metodología usada

Para obtener información continua a lo largo de los perfiles, en la refracción sísmica se usaron tendidos de geófonos cada 5 m. para cada tendido fueron obtenidos sismogramas correspondientes a 5 puntos de explosión, dos de ellos en los extremos, uno en el centro y los otros en los puntos alejados en uno y otro sentido del perfil.

Como fuente de las ondas elásticas se ha usado explosiones de cargas variables de dinamita al 65%, colocadas en excavaciones de 0.4 m - 0.5 m de profundidad.

2.1.4.3 Pruebas de laboratorio

De los cuatro sondajes realizados se han obtenido muestras alteradas como inalteradas que han servido para la elaboración de pruebas de laboratorio tales como:

- * *Ensayos Estandar de laboratorio*
- * *Granulometría*
- * *Límites de consistencia*
- * *Humedad natural*
- * *Clasificación (SUCS)*
- * *Ensayo de Compresión Triaxial*
- * *Ensayo de Corte Directo*
- * *Ensayo de Compresión no confinada*
- * *Ensayo de Consolidación Unidimensional*
- * *Análisis Químicos de Suelos y Aguas*

Los ensayos de laboratorio fueron encargado al laboratorio geotécnico del CISMID de la UNI. Los resultados se muestran en la sección siguiente.

2.1.4.4 Resultados de investigaciones de campo y laboratorio

Resultados de la evaluación geofísica

La evaluación geofísica no dio mayor detalle de los estratos por las limitaciones intrínsecas del método han impedido detectar las capas de velocidades menores que se han encontrado en los sondeos por debajo de las arenas mencionadas y que han sido distinguidas con los ensayos Down - Hole.

Los resultados del ensayo Down - Hole se dan en la Tabla 05, donde se presentan las velocidades V_p y V_s , la densidad (γ), el Coeficiente Dinámico de Poisson y el Módulo Dinámico de Elasticidad, de las capas atravesadas en los sondeos S-1 hasta la profundidad de 17 m y S-3 hasta la profundidad de 36m. en ambos casos han sido referidos al nivel del suelo, habiéndose corregidos las profundidades tomadas con respecto a las bocas de las tuberías.

En el Sondeo S-1, la primera capa de 4 m de espesor presenta un Módulo Dinámico de Elasticidad - E_d igual a 455 kg/cm^2 , mientras la capa inferior presenta 10917 Kg/cm^2 .

En el sondeo S-1, hasta los 8.6 m de profundidad, también se presenta un valor E_d bajo de 485 kg/cm^2 . Las arenas de las capas inferiores presentan E_d de alrededor de 14000 kg/cm^2 , mientras que las arcillas con contenido orgánico presentan E_d de 5800 a 7500 kg/cm^2 .

Resultados de ensayos de penetración

En base a los trabajos de campo y ensayos de laboratorio realizados, se presenta la descripción del perfil estratigráfico del terreno correspondiente a los cuatro sondajes realizados.

Sondaje S - 1 (Margen Derecha - Zona Pilar)

Superficialmente se encuentran suelos arcillosos con bajo porcentaje de arena fina. El color va de marrón claro al marrón oscuro, se encuentra húmedo, tiene mediana plasticidad y consistencia blanda (N = 3 a 4). Este estrato se presenta hasta la profundidad de 3.20 metros. Por debajo este estrato y hasta la profundidad de 5.35 metros, se presentan limos arenosos no plásticos (ML), de color gris y oxidaciones naranja. El limo se encuentra parcialmente saturado y tiene compacidad suelta (N = 4 a 5). Subyacendo al estrato anterior y hasta la profundidad de 15.40 metros, encontramos arenas limosas (SM), arenas pobremente graduadas con limos (SP - SM) y arenas arcillosas (SC) con presencia de gravillas subangulosas de T.M. 3/8". Su color va del gris al plomizo verdoso claro, se encuentra saturada; las arenas limosas no tienen plasticidad, su densidad es media (N = 10 a 24).

Por debajo del estrato anterior se presenta una arcilla muy plástica (CH) con 10% de arena fina. Su color es plomo verdoso claro, se encuentra húmeda y tiene consistencia rígida (N = 13). Esta arcilla llega hasta la profundidad de 16.00 metros.

Subyace a la arcilla suelos arenosos limosos (SM) de grano fino a medio; presentan intercalaciones aisladas de materia orgánica y gravillas subangulosas aisladas. El color es gris oscuro, se encuentra saturado y su densidad relativa varía de densa a media (N = 43 - 18). Este estrato llega hasta la profundidad de 23.60 metros. Seguidamente y hasta la profundidad de 24.40 metros se presenta una arcilla muy plástica con materia orgánica (CH); contiene 3% de arena fina, su color es gris negro, se encuentra muy húmeda y su consistencia es rígida (N = 12). De 24.20 a 25.50 metros existe suelo altamente orgánico ((Pt) turba, presenta restos de madera podrida, su color es negro, se encuentra muy húmeda y medianamente rígida (N = 10).

Por debajo del suelo turboso y hasta la profundidad de 26.20 metros se encuentra una arcilla muy plástica con materia orgánica (CH), su color es marrón, se encuentra húmeda y tiene consistencia rígida (N = 10 a 12).

Subyace al estrato anterior un limo arenoso (ML) con presencia de gravillas subredondeadas de TM 3/8". Su color es gris oscuro, se encuentra húmedo, no tiene plasticidad y su compacidad va de semicompacto a compacto (N = 19 a 40), este estrato llega hasta la profundidad de 29.25 metros.

Por debajo del estrato anterior y hasta la profundidad de 31.30 metros se encuentra una arena limosa (SM). La arena tiene grano fino, su color es gris, se encuentra húmeda a saturada, no tiene plasticidad, variando su densidad de densa a media (N = 50 a 20).

De 31.30 a 32 metros se encuentra una arcilla muy plástica (CH) con presencia de material orgánico, su color es plomo claro, tiene mucha humedad y consistencia rígida (N = 15). Subyace al estrato anterior un limo con intercalaciones de arena gruesa (ML) su color es gris oscuro, se encuentra saturado, no tiene plasticidad y tiene compacidad media (N = 15 a 11). Este estrato llega hasta la profundidad de 33.40 metros.

De 33.40 a 35.20 metros se encuentra una arcilla orgánica (OH) con restos de madera podrida y materia orgánica, su color es marrón negro, se encuentra húmeda y tiene consistencia rígida (N = 11 a 14). Por debajo del estrato anterior y hasta la profundidad de 37.50 metros existe un suelo turboso (Pt) donde se presentan restos de madera podrida; su color es negro, se encuentra con alta humedad (w = 238.4%) y rígida (N = 28 a 34). Subyaciendo al suelo turboso y hasta la profundidad investigada 40.45 metros se presenta una arcilla arenosa (CL) de color marrón oscuro, muy húmeda, plástica y consistencia que varía de rígida a dura (N 34 a > 50). El nivel freático se encontró a 4.15 metros de profundidad el 25 de junio de 1996. (Ver anexo VII, Plano P - 3. " Perfil Estratigráfico).

Sondaje S - 2 (Margen Derecha - Zona Estribo)

Superficialmente encontramos tierra de cultivo con raíces aisladas formada por suelo arcilloso de color marrón, se encuentra húmeda y tiene consistencia blanda. El espesor del terreno de cultivo es de 0.30 metros.

Por debajo del terreno de cultivo y hasta la profundidad de 2.00 metros encontramos arcilla de mediana y alta plasticidad (CL y CH), su color varía de beige oscuro al marrón, se encuentra húmeda, su plasticidad va de plástica a muy plástica con la profundidad. Consistencia blanda. De 1.00 a 2.00 metros, la arcilla se presenta con materia orgánica (planta quemada). (N = 5).

- De 2.00 a 5.30 metros se encuentran suelos limosos (ML), con 4% de arena fina; su color es plomo oscuro, se encuentra saturado, tiene mediana plasticidad y consistencia blanda (N = 2). De 5.00 a 7.30 metros existe un limo arenoso no plástico (ML) con 35% de arena fina, color plomo marrón, y compacidad suelta (N = 7 a 8).

Subyacendo a los suelos limosos hasta la profundidad de 13.25 metros se encuentran arenas limosas (SM), arenas limosas con arcillas (SM - SC) y arenas arcillosas (SC), las arenas presentan intercalaciones aisladas de materia orgánica y gravillas subangulares de TM. 3/4". Su color varía del plomo marrón al plomo verdoso claro, se encuentra saturado, no tiene plasticidad y tiene densidad media (N = 14 a 22).

Por debajo del suelo arenoso y hasta la profundidad de 15.80 metros se encuentra una arcilla muy plástica (CH) con 10% de arena fina. Su color es plomo verdoso claro se encuentra húmeda, tiene consistencia rígida y apariencia pegajosa (N = 8 a 17). A continuación viene un limo arenoso (ML) con intercalaciones de materia orgánica, su color es gris oscuro marrón, se encuentra saturado, tiene

poca plasticidad y se encuentra semicompacto (N =15). Este estrato llega hasta la profundidad de 16.20 metros. De 16.20 a 19.40 metros encontramos arenas limosas (SM) con intercalaciones de materia orgánica, su color es gris, se encuentra saturado, no tiene plasticidad y su densidad es media (N = 19 a 25).

Subyaciendo al suelo arenoso y hasta la profundidad de 23.70 metros, se encuentra un suelo turboso con material altamente orgánico (Pt), presenta restos de madera podrida, su color es negro, se encuentra húmeda y tiene consistencia rígida (N = 18 a 25).

De 23.70 a 25.00 metros se presentan arcillas arenosas (CL) con porcentaje de arena fina que varía de 6 a 15%, su color es plomo oscuro, se presenta húmeda, tiene mediana plasticidad y consistencia rígida (N = 11 a 12). Por debajo de la arcilla arenosa y hasta la profundidad de 29.50 metros se presenta una arena limosa (SM) con intercalaciones de materia orgánica, la arena se encuentra saturada, no tiene plasticidad, variando su densidad de media a densa (N = 17 a 43). Finalmente de 29.50 metros hasta la profundidad investigada de 31.60 metros se encontró arcillas inorgánicas (CH) y arcillas con materia orgánica (OH) de color plomo marrón a marrón oscuro, muy húmeda, muy plástica pegajosa y rígida. (N = 11). El nivel freático en este sondaje se encontró a la profundidad de 4.70 metros el día 12 de julio de 1996 (Ver anexo VII, Plano P - 3. "Perfil Estratigráfico").

Sondaje S - 3 (Margen Izquierda - Zona Pilar)

Superficialmente encontramos una arcilla arenosa con raíces aisladas (CL), de color marrón, húmeda, plástica y de consistencia blanda. Esta arcilla llega hasta la profundidad de 1.00 metros.

De 1.00 a 2.50 metros de profundidad se presenta un limo con presencia de raíces aisladas y 32% de arena fina (ML), su color es marrón, se encuentra húmedo, no tiene plasticidad y su compacidad es suelta (N = 3 a 4).

Subyaciendo al suelo limoso hasta la profundidad de 3.35 metros se encuentra una arcilla orgánica (OH), con restos de raíces y madera podrida, su color es marrón oscuro, se encuentra muy húmeda, tiene alta plasticidad y se encuentra media rígida (N = 5 a 8).

Por debajo del estrato anterior y hasta la profundidad de 8.60 metros, se encuentran arenas limosas (SM) con gravas subredondeadas de TM. 3/4", su color es gris oscuro, se encuentra saturada, no tiene plasticidad y tiene compacidad suelta. (N = 5 a 10).

De 8.60 a 9.60 metros se presenta un suelo altamente orgánico (Pt), con presencia de restos de madera podrida de color negro, muy húmeda (W = 142.7%) y rígida (N = 11). De 9.60 a 10.10 metros se presenta un lente de arena arcillosa (SC) con 28% de gravas angulosas de TM. 1", su color es plomo se encuentra saturado, no tiene plasticidad variando su compacidad de suelta a media (N = 10 a 12). Subyace al

lente de arena arcillosa, una arcilla de alta plasticidad (CH), con 6% de arena, su color es plomo claro, se encuentra húmeda y tiene consistencia rígida (N = 10 a 15). Esta arcilla llega hasta la profundidad de 11.50 metros. De 11.50 a 13.00 metros se presenta una arena limosa (SM) de color plomo verdoso, saturado, no plástica y media densa (N = 15 a 20). A continuación y hasta la profundidad de 14.25 metros se presenta una arena arcillosa (SC) con gravillas aisladas de TM. 3/8" e intercalaciones de arcilla muy plástica color plomo verdosa, saturada, muy plástica y suelto (N = 10). Seguidamente de 14.25 a 16.70 metros se presenta suelos arcillosos con porcentajes de arena fina que varían de 8.2% (CH) a 20.7% (CL). Su color varía del plomo verdoso al plomo marrón, se encuentra húmeda, su plasticidad va de muy plástica para el CH a plástica para el CL y su consistencia de media rígida a blanda. (N = 10 a 5).

De 16.70 a 17.20 metros se presenta un lente de limo arenoso (ML) con 21% de arena fina, su color es plomo marrón, se encuentra húmeda, tiene baja plasticidad y compacidad media. (N = 20).

Por debajo del estrato anterior y hasta la profundidad de 21.20 metros se presenta una arena limosa (SM), de color plomo, húmeda, no plástica variando su densidad de media a densa. (N = 34 a 50). Seguidamente y hasta la profundidad de 25.50 metros, subyace un suelo altamente orgánico (Pt), con presencia de restos de madera podrida, de color marrón negro, muy húmeda y de consistencia rígida. (N = 8 a 17).

De 25.50 a 28.80 metros se presenta un limo con intercalaciones de material orgánico y porcentajes de arena fina que varían de 18% a 34%, su color es plomo, se encuentra saturado, su plasticidad va de poco a nada plástica y su compactación varía de suelta a semicompacta. (N = 8 a 22). A continuación y hasta la profundidad de 37.30 metros se presenta una arcilla de alta plasticidad (CH) con intercalaciones de materia orgánica y 3% de arena fina. Su color es plomo marrón, se encuentra húmeda, tiene apariencia pegajosa y consistencia rígida. (N = 11 a 12).

Subyaciendo al estrato anterior desde los 37.30 hasta los 39.00 metros encontramos suelo orgánico mezclado con poca arcilla (OH); su color es plomo marrón, se encuentra húmeda, muy plástica, tiene apariencia pegajosa y consistencia rígida. (N = 12 a 13).

Finalmente de la profundidad de 39.00 metros hasta la profundidad investigada de 40.45 metros, encontramos un limo arenoso (ML) con material orgánico aislado y 20.2 % de arena fina; el color es plomo claro, se encuentra húmedo, no tiene plasticidad y se encuentra semi compacto, (N = 13 a 15). El nivel freático se encontró a la profundidad de 2.95 metros el 02 de julio de 1996. (Ver anexo VII, Plano P - 3. " Perfil Estratigráfico).

Sondaje S - 4 (Margen Izquierda - Zona Estribo)

Superficialmente se presenta tierra de cultivo, con presencia de arcilla de color marrón, húmeda y muy blanda. El espesor del terreno de cultivo es de 0.40 metros. De 0.40 a 2.00 metros encontramos una arcilla con raíces

aisladas con 4% de arena fina (CL), su color es marrón claro, se encuentra húmeda, tiene plasticidad y consistencia blanda (N = 5).

Por debajo del estrato anterior y hasta la profundidad de 4.00 metros se presentan limos arenosos (ML) con porcentajes de arena fina que varían de 25 a 32%. Su color varía del marrón claro al gris oscuro con matices naranja, su humedad varía de húmeda a saturada, no tiene plasticidad y su compactación va de suelta a semicompacta. (N = 4 a 15). Seguidamente y hasta la profundidad de 7.05 metros se presentan arenas limosas (SM) y arenas pobremente graduadas (SP) estas últimas con gravillas cuarzosas de T.M. 3/8". Su color va del gris al gris blanco, se encuentra saturada, no tiene plasticidad y su compactación varía de suelta a media (N = 8 a 17).

De 7.05 a 9.20 metros existen arcillas con incrustaciones de grava redondeada de T.M. 1" (CL), el porcentaje de arena fina varía de 10 a 21%, su color es plomo con matices naranja, se encuentra húmeda presenta plasticidad media, apariencia pegajosa, variando su consistencia de rígida a muy rígida (N = 10 a 15).

Subyacen a las arcillas suelos arenosos con limos (SM). Su color es plomo verdoso claro, su humedad va de húmeda a saturada, no tiene plasticidad y su densidad varía de media a densa (N = 18 a 26). Este estrato de arena llega hasta la profundidad de 12.80 metros.

Por debajo del estrato anterior y hasta la profundidad de 15.00 metros se encuentra una arcilla de alta plasticidad (CH) con 6% de arena fina, su color es plomo verdoso, se encuentra húmeda, tiene apariencia pegajosa y consistencia media rígida (N = 6 a 7).

De 15.00 a 17.00 metros encontramos limos arenosos (ML) de color gris oscuro, húmedo, no plástico, semicompacto a compacto (N = 15 a 35). A continuación del estrato anterior y hasta la profundidad de 20.20 metros se encuentra una arena limosa de grava fina (SM) con intercalaciones de materia orgánica y 24% de finos, su color es gris oscuro, se encuentra húmeda, no tiene plasticidad y está densa (N = 37 a 41).

Subyaciendo al suelo arenoso y hasta la profundidad de 23.30 metros se encuentra suelo turboso altamente orgánico (Pt), con restos de madera podrida de color marrón negro, húmeda y rígida (N = 19 a 13). Seguidamente subyacen suelos arcillosos (CL) conteniendo materia orgánica aislada y 6% de arena fina. El color es plomo, se encuentra húmeda, plástica y pegajosa. Su consistencia es rígida (N = 12 a 14). La profundidad máxima que alcanza este estrato es hasta los 25.00 metros.

Por debajo del estrato anterior y hasta la profundidad de 29.80 metros se encuentran arenas limosas (SM) con intercalaciones de material orgánico y 43% de finos. Su color es gris oscuro tiene mucha humedad, no tiene plasticidad y se encuentra densa (N = 14 a 44).

Finalmente de 29.80 a 30.45 metros a esta última profundidad máxima alcanzada se encontró suelo arcilloso con 15% de arena fina (CL), su color es plomo marrón con matices de color blanco, se encuentra húmeda, plástica, pegajosa y muy rígida (N = 30 a 20).

El nivel freático se alcanzó a la profundidad de 3.30 metros el día 08 de julio de 1996.

CUADRO N° 3
RESUMEN DE TRABAJOS DE EXPLORACIÓN DE CAMPO

Sondaje	Ubicación	Cota m.s.n.m.	Prof. Máx. Alcanzada (metros)	Nivel Freático (metros)	N° de muestras alteradas	N° de muestras inalteradas
S-1	Margen Derecha (Pilar)	810.920	40.45	4.15 25/06/96	26	4
S-2	Margen Derecha (Estribo)	810.314	31.60	4.70 12/07/96	22	3
S-3	Margen Izquierda (Pilar)	810.768	40.45	2.95 02/07/96	30	6
S-4	Margen Izquierda (Estribo)	810.570	30.45	3.30 08/07/96	31	5

(*) Las muestras inalteradas fueron extraídas con muestreador tipo Shelby. (Tubo de pared delgada)

De los trabajos de perforación y los ensayos de laboratorio se tiene el siguiente cuadro estratigráfico correspondiente a cada caisson de la obra.

CUADRO N° 4

ESTRATIGRAFIA DE LOS CUATRO SONDAJES

Estrato	Pilar Derecho (810.92 - 784.420) (S-1)			Estribo Derecho (810.291 - 784.814) (S-2)			Pilar Izquierdo (810.760 - 784.770) (S-3)			Estribo Izquierdo (810.570 - 785.070) (S-4)		
	SUCS	e (m.)	Muestra	SUCS	e (m.)	Muestra	SUCS	e (m.)	Muestra	SUCS	e (m.)	Muestra
1	CL	3.20	M1,2,3	CL	1.00	SM	CL	1.00	SM	CL	2.00	M1
2	ML	2.15	M4	CH	1.00	M1	ML	1.50	M1	ML	2.00	M2-3
3	SM	5.65	M5,6	ML	5.30	M2,3	CH	0.85	M2, SH1	SM	2.35	M4
4	SP,SM	3.00	M7	SM	4.00	M4,5	SM	5.25	M3,4,5	SP	0.70	M5
5	SC	1.40	M8	SM,SC	0.30	M6	PT	1.00	M6	CL	2.15	M6-7;SH1-2
6	CH	0.80	M8, SH1	SM	1.40	M7	SC	0.40	M7, SH2	SM	3.60	M8-9
7	SM	3.95	M10,11	SC	0.25	M8	CH	1.50	M8, SH3	CH	2.20	M10;SH3
8	ML	0.40	M12	CH	2.55	M9, SH1	SM	1.50	M9	ML	2.00	M11;SH4
9	SM	3.45	M13, SH2	ML	0.40	M10	SC	1.25	M10	SM	3.20	M12
10	CH	0.60	M14	SM	3.20	M11,12	CH	1.25	M11	PT	3.10	M13;SH5
11	PT	1.30	M15	PT	4.30	M13, SH2	CL	1.20	M12	CL	1.70	M14-15
12	CH	0.70	M16, SH3	CL	1.30	M14,15	ML	0.50	M13	SM	0.50	M16
13	ML	0.10	M17	SM	0.48	M16	SM	4.00	M14,15	-	-	-
14	-	-	-	-	-	-	PT	4.30	M16, SH5	-	-	-
15	-	-	-	-	-	-	ML	0.49	M17	-	-	-

A partir de los datos obtenidos de los ensayos de penetración estandar y los ensayos de las muestras inalteradas se puede determinar los parámetros geotécnicos que son necesarios para estudiar el comportamiento del suelo en su interacción con el caisson. Los parámetros básicos son la densidad natural, la resistencia al corte no drenado, el ángulo de fricción interna.

En los cuadros siguientes se muestran los parámetros mencionados para cada estrato que se tiene en los sondeos.

Los valores de ϕ y c , en los casos en que no se tienen ensayos directos, son calculados aproximadamente a partir de N_{spt} utilizando las relaciones siguientes:

Para arcillas normalmente consolidadas

$$c = 10 N_{spt} \quad (\text{KPa})$$

Quiros y Reese 1977

Para Arenas o Limos No Plásticos

$$\phi = -0.0013 N_{spt}^2 + 0.3519 N_{spt} + 26.725 \quad (\text{Grados})$$

Regresión polinomial de la correlación entre N_{spt} y ϕ
(Figura 19.5 Ref. 1)

Los parámetros así obtenidos tienen la suficiente precisión teniendo en cuenta los fines que perseguimos que se resumen en la determinación de la resistencia a la fricción que ofrecen los diferentes estratos que el caisson tiene que atravesar durante su descenso.

Desde la perspectiva que nos interesa los suelos se clasifican en dos tipos básicos como son las arenas y las arcillas. Dentro del grupo de las arenas también se incluye los limos no plásticos y dentro de las arcillas están también incluidas los limos plásticos.

CUADRO N° 5

PARÁMETROS GEOTÉCNICOS OBTENIDOS A PARTIR DE LOS ENSAYOS

Estrato	Pilar Derecho (810.92 - 784.420) (S-1)								
	SUCS	e (m)	Prof. (m)	γ_N (gr/cm ³)	ω (%)	N _{spt}	Característica	ϕ^0	c (kg/cm ²)
1	CL	3.20	3.20	1.60	21.50%	3	Plástica	0	0.31
2	ML	2.15	5.35	1.70	23.30%	4	No Plástica	28	0.00
3	SM	5.65	11.00	1.80	25.00%	16	No Plástica	32	0.00
4	SP-SM	3.00	14.00	1.90	17.10%	20	No Plástica	33	0.00
5	SC	1.40	15.40	2.00	13.90%	19	Plástica	0	1.89
6	CH	0.60	16.00	2.00	28.14%	18	Muy Plástica	0	1.84
7	SM	3.95	19.95	2.00	20.60%	27	No Plástica	35	0.00
8	ML	0.40	20.35	2.00	34.20%	35	No Plástica	37	0.00
9	SM	3.45	23.80	2.00	28.50%	31	No Plástica	36	0.00
10	CH	0.60	24.40	2.00	64.50%	15	Muy Plástica	0	1.53
11	PT	1.30	25.70	1.46	185.50%	10	No Plástica	30	0.00
12	CH	0.70	26.40	2.00	56.50%	15	Muy Plástica	0	1.53
13	ML	0.10	26.50	2.05	26.10%	45	No Plástica	40	0.00

Estrato	Estribo Derecho (810.291 - 784.814) (S-2)								
	SUCS	e (m)	Prof. (m)	γ_N (gr/cm ³)	ω (%)	N _{spt}	Característica	ϕ^0	c (kg/cm ²)
1	CL	1.00	1.00	1.60	-	5	Plástica	0	0.51
2	CH	1.00	2.00	1.60	35.20%	3	Muy Plástica	0	0.31
3	ML	5.30	7.30	1.70	42.00%	15	Plástica	0	1.53
4	SM	4.00	11.30	1.90	51.10%	18	No Plástica	33	0.00
5	SM-SC	0.30	11.60	1.95	12.90%	20	No Plástica	33	0.00
6	SM	1.40	13.00	1.95	18.80%	18	No Plástica	33	0.00
7	SC	0.25	13.25	2.00	16.30%	17	Plástica	0	1.73
8	CH	2.55	15.80	1.99	21.40%	15	Muy Plástica	0	1.53
9	ML	0.40	16.20	2.00	44.90%	18	Plástica	0	1.84
10	SM	3.20	19.40	2.00	27.80%	15	No Plástica	32	0.00
11	PT	4.30	23.70	1.05	250.10%	11	-	0	0.00
12	CL	1.30	25.00	1.99	25.00%	13	Plástica	0	1.33
13	SM	0.48	25.48	1.90	21.40%	15	No Plástica	32	0.00

CUADRO N° 6

PARÁMETROS GEOTÉCNICOS OBTENIDOS A PARTIR DE LOS ENSAYOS

Estrato	Pilar izquierdo (810.760 - 784.770) (S-3)								
	SUCS	e(m)	Prof. (m)	γ_N (gr/cm ³)	ω (%)	N_{spt}	Característica	ϕ^o	c (kg/cm ²)
1	CL	1.00	1.00	1.60	-	3	Plástica	0	0.31
2	ML	1.50	2.50	1.60	18.80%	4	No Plástica	28	0.00
3	OH	0.85	3.35	1.62	100.70%	7	Muy Plástica	0	0.66
4	SM	5.25	8.60	1.70	13.30%	8	No Plástica	29	0.00
5	PT	1.00	9.60	1.97	142.70%	11	-	0	0.00
6	SC	0.40	10.00	1.95	16.20%	11	No Plástica	30	0.00
7	CH	1.50	11.50	2.02	27.10%	12	Muy Plástica	0	1.22
8	SM	1.50	13.00	2.00	17.40%	17	No Plástica	32	0.00
9	SC	1.25	14.25	2.00	19.70%	10	Muy Plástica	0	1.02
10	CH	1.25	15.50	2.00	25.80%	8	Muy Plástica	0	0.82
11	CL	1.20	16.70	2.00	28.40%	9	Plástica	0	0.95
12	ML	0.50	17.20	1.90	21.70%	19	No Plástica	33	0.00
13	SM	4.00	21.20	2.00	16.00%	34	No Plástica	37	0.00
14	PT	4.30	25.50	1.13	233.10%	13	-	0	0.00
15	ML	0.49	25.99	1.90	30.80%	16	No Plástica	32	0.00

Estrato	Estrato izquierdo (810.670 - 785.070) (S-4)								
	SUCS	e(m)	Prof. (m)	γ_N (gr/cm ³)	ω (%)	N_{spt}	Característica	ϕ^o	c (kg/cm ²)
1	CL	2.00	2.00	1.60	26.50%	5	Plástica	0	0.51
2	ML	2.00	4.00	1.65	31.60%	10	No Plástica	30	0.00
3	SM	2.35	6.35	1.70	19.10%	12	No Plástica	31	0.00
4	SP	0.70	7.05	1.75	12.50%	11	No Plástica	30	0.00
5	CL	2.15	9.20	2.22	17.10%	13	Plástica	0	1.33
6	SM	3.60	12.80	2.00	21.10%	17	No Plástica	32	0.00
7	CH	2.20	15.00	2.00	25.80%	9	Muy Plástica	0	0.89
8	ML	2.00	17.00	2.00	23.30%	28	No Plástica	36	0.00
9	SM	3.20	20.20	2.00	20.00%	34	No Plástica	37	0.00
10	PT	3.10	23.30	1.46	135.00%	17	No Plástica	32	0.00
11	CL	1.70	25.00	2.00	29.10%	13	Plástica	0	1.28
12	SM	0.50	25.50	2.00	16.20%	25	No Plástica	35	0.00

Los datos obtenidos de las tablas 5 y 6 son la base para la determinación de la fuerza de fricción que es inherente al tipo de suelo desde el punto de vista teórico. Estos parámetros se utilizarán en el capítulo III cuando se determina la capacidad por fricción de los caissons.

CAPÍTULO III

CONSIDERACIONES DE DISEÑO

Aunque el tema de esta Tesis no es el diseño de los caissons desde el punto de vista estructural, se tiene la necesidad de conocer cuales son las pautas que se siguen para concebir estos elementos con quienes se trabaja durante el proceso de hincado. Conociendo las características de diseño de los caissons podemos tener elementos de juicio para resolver los problemas que ordinariamente se presentan durante el hincado de caissons. tales como control de verticalidad y desplazamientos, depresión de la napa freática etc.

3.1 Diferencias entre cajones y cilindros de cimentación

Estructuralmente no hay restricción a la forma en planta de los caissons ya que debido a las dimensiones que éstos normalmente poseen, es suficiente para la mayoría de las sollicitaciones de carga.

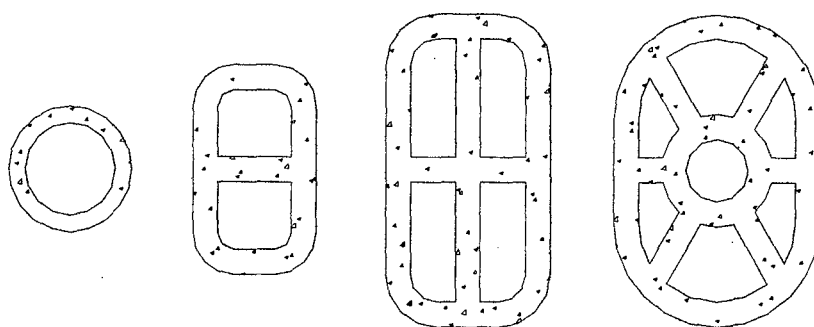
La sollicitación mas importante, generalmente es la capacidad de carga en la base, por lo tanto la forma de la sección no es de interés sino el área que ésta posea. Entonces, la forma de la sección en los caissons no tiene mucha importancia estructuralmente hablando. Pero si tiene mucha importancia desde el punto de vista constructivo ya que como son hincados por gravedad se requiere que estos vayan venciendo la fricción que ofrece el suelo a medida que se va excavando en su interior. Esta fricción que es consecuencia de la interacción caisson - suelo se expresa en toneladas por m² de área de caisson por lo que un caisson que tenga el menor perímetro será el que tendrá el

rechazo mínimo de fricción, es decir, la forma óptima será la circular ya que matemáticamente es el contorno mínimo para encerrar un área.

Vemos entonces que, constructivamente hablando, la forma del caisson tiene importancia por que se tiene un mínimo de área de exposición. Además existe otro punto favorable de los caissons cilíndricos; si los estamos hincando en terrenos muy inestables donde es difícil el control de la verticalidad y desplazamientos, por ejemplo en arenas sueltas, es que cualquier desvío que se presente por torsión, o por otra causa, es inapreciable en la forma circular, en cambio sería muy notorio en cualquier otra forma que el caisson tenga.

En conclusión, la forma circular es la ideal, para todo tipo de suelo, por las razones expuestas. Pero si se quisiera darle otra forma distinta a la sección el conocimiento del suelo es decisivo. Siempre que se diseña un caisson no debe dejarse de lado el estudio de la factibilidad de su hincado. En la ilustración siguiente se muestra los diferentes tipos de sección en planta que puede tener un caisson en nuestro país donde los puentes no alcanzan luces descomunales es suficiente el uso de caissons de sección circular de una sola celda. A medida que aumenta las dimensiones en planta de los caissons se requiere que estos posean varias celdas internas a fin de darles arriostre, estas celdas deben ser lo suficientemente amplias como para poder excavar manualmente y a máquina.

GRÁFICO N° 01



Diversas formas de caissons en planta
las dimensiones responden a cálculos
estructurales y criterios ingenieriles

3.2 Análisis de la cimentación

3.2.1 Cálculo de la capacidad de carga en la base de cajones o cilindros

Tomando como base de información los resultados de las pruebas de penetración estándar (N_{spt}), el registro completo del Estudio Geotécnico Para Fines de Cimentación realizados se tiene los datos geotécnicos de los estratos de fundación para cada caisson.

PILAR IZQUIERDO

Nivel : 784.768 m.s.n.m.
Profundidad de Desplante : 26.00 m.
Clasificación S.U.C.S. : ML
Descripción : Limo con intercalaciones
de material orgánico y 34.3% de

arena fina.

Color plomo. Saturado. No
plástico.

Semi compacto. LL=33.7 %

N_{spt} : 16

PILAR DERECHO

Nivel : 784.400 m.s.n.m.

Profundidad de Desplante : 26.52 m.

Clasificación S.U.C.S. : ML

Descripción : Limo con intercalaciones
de arena gruesa y gravillas sub
redondeadas T.M. 3/8",
con 17.1 % de arena fina color
gris oscuro. Húmedo. No
Plástico. Semi compacto a
Compacto. LL = 24.4 %

N_{spt} : 24

ESTRIBO IZQUIERDO

Nivel : 785.070 m.s.n.m.

Profundidad de Desplante : 25.50 m.

Clasificación S.U.C.S. : SM

Descripción : Arena Limosa de grano fino y
con intercalaciones de material
orgánico con 43.4 % de finos.
Color gris oscuro. Húmeda. No
plástica. Densa. LL = 23.8%

N_{spt} : 14

ESTRIBO DERECHO

Nivel : 784.814 m.s.n.m.
Profundidad de Desplante : 25.50 m.
Clasificación S.U.C.S. : SM
Descripción : Arena Limosa de grano medio a
fino con intercalaciones de
materia orgánica y 13.4% de
finos. Saturada. No plástica.
Media a densa. LL=23.0 %
N_{spt} : 15

En resumen tenemos como suelo de fundación un material limo arenoso. no plástico, de compacidad media a compacta.

Los limos no plásticos y sin cohesión tienen la mayor parte de las características de la arena fina por lo que para nuestro caso particular el suelo de fundación se considera básicamente friccionante para los cuatro caissons.

En la sección de Apéndice y Tablas se muestra el cálculo de esfuerzos efectivos de los cuatro caissons.

Metodología para la determinación de la capacidad de carga en la base

a) Método Convencional - Estados Límites

$$Q_B = A_B \sigma'_v N_q^*$$

Donde:

Q_B = Capacidad de carga última del caisson en la base (Tn)

A_B = Area de la base (m^2)

σ'_v = Esfuerzo efectivo en el nivel de cimentación (Tn/ m^2)

N_q^* = Factor de capacidad de carga ,

Vesic - 1963 está en función de ϕ

(Ver Figura 01 del Anexo II)

b) Método Elástico

$$Q_B = A_B \left[\left(\frac{1+2K_0}{3} \right) N_{\sigma}^* \right] \sigma'_v$$

Donde:

Q_B = Capacidad de carga última del caisson en la base (Tn)

A_B = Area de la base (m^2)

K_0 = Coeficiente de Presión de Tierra: $K_0 =$

$1 - \sin \phi$

σ'_v = Esfuerzo efectivo en el nivel de cimentación (Tn/ m^2)

N_{σ}^* = Factor de capacidad de carga , Vesic - 1963 se relaciona con ϕ y de Irr

(Ver Figura 3 del Anexo II)

cálculo de I_{rr}

$$I_{rr} \approx I_r = \frac{E_s}{2(1 + \mu_s)\sigma'_v \tan \phi}$$

Donde:

E_s : Módulo de elasticidad = $766N_{spt}$ Suelo Arenoso Schmertmann - 1970)

μ_s : Coeficiente de Poisson $\cong 0.40$
(Tabla N° 5, Anexo I)

I_{rr} : Índice de rigidez reducido para el suelo

De las metodologías a) y b) se escoge el valor mas apropiado.

Aplicación de formulas de capacidad de la base a los caissons de los pilares

1- CAPACIDAD EN LA BASE DEL PILAR IZQUIERDO

a) Método Convencional - Estados Límites

$$Q_B = A_B \sigma'_v N_q^* \quad (1)$$

Datos:

D = Diámetro del caisson = 7.00 m.

$$A_B = \frac{\pi D^4}{4} = 38.48 \text{ m}^2$$

De la Tabla N° 1, ver en Apéndice I, de los esfuerzos efectivos correspondiente al Pilar Izquierdo. Se tiene que para una profundidad de desplante de 26.00 metros $\sigma'_v = 19.24 \text{ ton/m}^2$

Factor de capacidad de carga, N_q^* (Vesic)

El número de golpes promedio del SPT en el estrato portante es $N_p = 16$ este valor es corregido con la siguiente fórmula:

$$C_N = 0.77 \text{Log}_{10} \left(\frac{200}{\bar{p}} \right) \quad (\text{Formula 5.3, Ref 1})$$

donde \bar{p} es la presión vertical efectiva por sobrecarga en tn/m^2 en la profundidad de la penetración. La ecuación es válida para $\bar{p} \geq 2.5 \text{ tn/m}^2$.

Aplicando la corrección para nuestro caso

$$\bar{p} = \sigma'_v = 19.24 \text{ tn/m}^2$$

$$C_N = 0.77 \text{Log}_{10} \left(\frac{200}{19.24} \right)$$

$$C_N = 0.78$$

Luego: $N = 0.78 \times 16$

$$N = 13$$

Con $N = 13$ en la Figura N° 1 de Vesic se obtiene el ángulo de fricción de $\phi = 30.4^\circ$ por investigaciones de Vesic para profundidades de este orden el ángulo de fricción interna debería reducirse de un 10 a 15%; por lo tanto $\phi' = 27^\circ$

Con este valor se ingresa a la Figura N° 2 de Vesic (Anexo II) y se obtiene $N_q^* = 20.00$

Llevando estos valores a la ecuación (1)

$$Q_B = 38.48 \times 19.24 \times 20.00$$

$$Q_B = 14,807.10 \text{ tn}$$

b) por el Método Elástico

$$Q_B = A_B \left[\left(\frac{1+2K_0}{3} \right) N_{\sigma}^* \right] \sigma'_v \quad (2)$$

Datos:

$$A_B = 38.48 \text{ m}^2$$

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi = 1 - \text{sen } 27^\circ = 0.546$$

$$\sigma'_v = 19.24 \text{ Tn/m}^2$$

$$N_{\sigma}^* = \text{Factor de capacidad de carga, Vesic - 1963}$$

Cálculo de I_{rr}

$$I_{rr} \approx I_r = \frac{E_s}{2(1 + \mu_s) \sigma'_v \tan \phi}$$

Datos:

$$E_s = 766 N_{\text{spt}} \text{ (KPa)} = 766 \times 16 \times 0.0102 = 125 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_s = 0.40$$

reemplazando datos: .

$$I_{rr} = \frac{125}{2(1 + 0.4) 19.24 \tan 27^\circ}$$

$$I_{rr} = 45.54$$

Con este valor y $\phi' = 27^\circ$, en la Figura N° 3 de Vesic (Anexo II)

$$N_{\sigma}^* = 25$$

Reemplazando valores en la fórmula (2):

$$Q_B = 38.48 \left[\left(\frac{1 + 2 \times 0.546}{3} \right) 25 \right] 19.24$$

$$Q_B = 12,906.86 \text{ tn.}$$

Tenemos entonces dos valores para la capacidad de la base (Q_B)

- Método Convencional - Estados límites

$$Q_B = 14,807.10 \text{ tn}$$

- Método Elástico

$$Q_B = 12,906.86 \text{ tn}$$

Asumimos el menor por seguridad

$$\therefore Q_B = 12,906.86 \text{ tn}$$

2- CAPACIDAD EN LA BASE DEL PILAR DERECHO

a) Método Convencional - Estados Límites

$$Q_B = A_B \sigma'_v N_q^* \quad (1)$$

Datos:

$$D = \text{Diámetro del caisson} = 7.00 \text{ m.}$$

$$A_B = \frac{\pi D^4}{4} = 38.48 \text{ m}^2$$

De la Tabla N° 2, ver en Apéndice II, de los esfuerzos efectivos para el pilar derecho, se tiene que para la profundidad de desplante de 26.50 metros $\sigma'_v = 22.45 \text{ ton/m}^2$

Factor de capacidad de carga, N_q^* (Vesic)

El número de golpes promedio del SPT en el estrato portante es $N_{\text{stp}} = 24$ este valor es corregido con la siguiente fórmula:

$$C_N = 0.77 \text{Log}_{10} \left(\frac{200}{\bar{p}} \right) \quad (\text{Formula 5.3, Ref 1})$$

donde \bar{p} es la presión vertical efectiva por sobrecarga en tn/m^2 en la profundidad de la penetración. La ecuación es válida para $\bar{p} \geq 2.5 \text{ tn/m}^2$.

Aplicando la corrección para nuestro caso

$$\bar{p} = \sigma'_v = 19.24 \text{ tn/m}^2$$

$$C_N = 0.77 \text{Log}_{10} \left(\frac{200}{19.24} \right)$$

$$C_N = 0.73$$

Luego: $N = 0.73 \times 24$
 $N = 18$

Con $N = 18$ en la Figura N° 1 de Vesic (Anexo II) se obtiene el ángulo de fricción de $\phi = 32^\circ$ por investigaciones de Vesic para profundidades de este orden el ángulo de fricción interna debería reducirse de un 10 a 15%; por lo tanto $\phi' = 29^\circ$

Con este valor se ingresa a la Figura N° 2 de Vesic (Anexo II) y se obtiene $N_q^* = 25.5$

Llevando estos valores a la ecuación (1)

$$Q_B = 38.48 \times 22.45 \times 25.5$$

$$Q_B = 22,028.84 \text{ tn}$$

b) por el Método Elástico

$$Q_B = A_B \left[\left(\frac{1+2K_0}{3} \right) N_{\sigma}^* \right] \sigma'_v \quad (2)$$

Datos:

$$A_B = 38.48 \text{ m}^2$$

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi = 1 - \text{sen } 29^\circ = 0.515$$

$$\sigma'_v = 22.45 \text{ Tn/m}^2$$

$$N_{\sigma}^* = \text{Factor de capacidad de carga , Vesic -}$$

1963

Cálculo de I_{rr}

$$I_{rr} \approx I_r = \frac{E_s}{2(1 + \mu_s)\sigma'_v \tan \phi}$$

Datos:

$$E_s = 766N_{spt} \text{ (KPa)} = 766 \times 24 \times 0.0102 = 187.51 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_s = 0.40$$

reemplazando datos:

$$I_{rr} = \frac{188}{2(1 + 0.4)2.245 \tan 29^\circ}$$

$$I_{rr} = 53.95$$

Con este valor y $\phi' = 29^\circ$, en la Figura N° 3 de Vesic (Anexo II) $N_\sigma^* = 32$

Reemplazando valores en la fórmula (2):

$$Q_B = 38.48 \left[\left(\frac{1 + 2 \times 0.515}{3} \right) 32 \right] 22.45$$

$$Q_B = 18,705.79 \text{ tn.}$$

Tenemos entonces dos valores para la capacidad de la base (Q_B)

- Método Convencional - Estados límites

$$Q_B = 22,028.84 \text{ tn}$$

- Método Elástico

$$Q_B = 18,705.79 \text{ tn}$$

Asumimos el menor por seguridad

$$\therefore Q_B = 18,705.79 \text{ tn}$$

3.2.2 Cálculo de la capacidad de carga por fricción de las paredes laterales de cajones o cilindros

En la sección anterior se exponen dos métodos para calcular la capacidad portante del fondo del caisson. Para nuestro caso en particular, suelo friccionante: arenas y limos de características No Plásticas. Estos cálculos nos dan una idea de la capacidad del terreno en el estrato portante. Para nuestro propósito, que trata de los procesos de hincado de los caissons a travez de los estratos, toma una importancia vital el cálculo de la capacidad por fricción que puede ofrecer el terreno al caisson pues es la fricción la principal fuerza que se opone a su hincado en consecuencia, del conocimiento pleno de ella depende en gran medida el éxito en el proceso de llevar la arista cortante hasta el nivel proyectado de fundación.

Los ingenieros calculistas de puentes, por seguridad, omiten la capacidad de fricción que se desarrolla en la interfase Suelo - Caisson. Incluso los calculistas que los consideran en sus cálculos, cuando se trata de arenas licuables, su contribución a la fricción la consideran nula y solo aportan los suelos cohesivos o los suelos arenosos no licuables. Para nuestros fines cuando calculamos la fuerza de fricción que se opondrá al hincado durante el proceso constructivo consideramos que todos los estratos del suelo contribuyen a la oposición al hincado ya que si por algún motivo se produce licuación de arenas el coeficiente de fricción sería reducido favoreciendo así el hincado de los caissons.

A lo anterior añadimos que en el proceso de hincado se provoca un empuje lateral en toda la periferia del caisson este empuje está íntimamente ligado al coeficiente de fricción,, se sabe que la presión lateral actúa con mayor intensidad en la parte inferior de la pared por lo que se puede concluir que, independientemente del tipo de suelo, la mayor fricción en la superficie del caisson se presenta en una banda inferior de ancho aproximado de $1/3$ de la altura hincada y es mas, en las proximidades de la arista cortante no se produce fricción por la excavación que se hace en el fondo para provocar el descenso del caisson. También refuerza esto el hecho de que cuando se trata de suelos cohesivos el paso de la arista cortante permite que la parte restante tenga mas facilidad para penetrar.

Dejamos claro que el método de cálculo teórico de la fricción que exponemos en adelante nos servirá como una referencia para tomar decisiones definitivas debemos apoyarnos también en la práctica y los coeficientes comprobados que se maneja basados en la experiencia. Ya que el objetivo es diseñar finalmente un caisson lo necesariamente pesado para vencer la fuerza de fricción que podamos determinar.

Metodología para calcular la fricción en los caissons

Método Estático

a) Suelos No cohesivos

$$Q_f = p K_0 \tan(\delta) \int_{l=0}^{l=h} \sigma'_v dl$$

Donde:

Q_f = Capacidad de carga por fricción

p = Perímetro del caisson

K_0 = Coeficiente de presión de tierra = $1 - \text{sen } \phi$

$\delta = 2/3 \phi$

σ'_v = Esfuerzo vertical efectivo en la zona elemental (dl) de estudio

dl = longitud diferencial del caisson

h = Altura del área de contacto entre el caisson y el terreno circundante

b) Suelos Cohesivos

$$Q_f = p \int_{l=0}^{l=h} \alpha C_u dl$$

Donde:

Q_f = Capacidad de carga por fricción

p = Perímetro del caisson

α = Factor de reducción, varía entre 0.3 y 0.5
puede tomarse como 0.45

C_v = Resistencia cortante no drenada
promedio a lo largo del contorno de
un tramo elemental del caisson

dl = Tramo de longitud elemental del
caisson

h = Altura del área de contacto entre el
caisson y el terreno circundante

Dependiendo de que el estrato circundante sea friccionante o cohesivo se aplicará la fórmula correspondiente. Los cuadros de cálculo de la fricción se presentan con detalle en el Anexo III Cálculo de Fuerzas de Fricción

De las hojas de cálculo que se muestran en el Anexo III se tienen para cada caisson los resultados siguientes:

Pilar Izquierdo

Diámetro del cilindro : 7.00 m
Profundidad : 26.00 m
Fuerza de fricción : 1494.51 ton
Coeficiente de fricción : 2.61 ton/m²

Pilar derecho

Diámetro del cilindro : 7.00 m
Profundidad : 26.50 m
Fuerza de fricción : 1703.41 ton
Coeficiente de fricción : 2.92 ton/m²

Estribo izquierdo

Diámetro del cilindro : 5.00 m
Profundidad : 25.50 m
Fuerza de fricción : 1194.33 ton
Coeficiente de fricción : 2.98 ton/m²

Estribo derecho

Diámetro del cilindro : 5.00 m
Profundidad : 25.50 m
Fuerza de fricción : 1436.13 ton
Coeficiente de fricción : 3.59 ton/m²

El coeficiente teórico de fricción promedio que ofrece el terreno al hincado de los caissons va de 2.61 a 3.59 ton/m².

3.2.3 Cálculo de asentamientos

El asentamiento de un caisson bajo carga axial de trabajo viene dado por la siguiente expresión:

$$S_t = S_1 + S_2 + S_3$$

S_t : Asentamiento total del caisson

S_1 : Asentamiento por deformación axial del caisson

S_2 : Asentamiento del caisson producto de la carga de trabajo en la base

S_3 : Asentamiento del caisson producto de la carga de fricción

a) Asentamiento por deformación axial del caisson (S₁)

$$S_1 = \frac{(Q_{Bad} + \alpha Q_{Sad})L}{A_B E_C}$$

Donde:

Q_{Bad} : Capacidad de carga admisible en la base

Q_{Sad} : Capacidad admisible por fricción

A_B : Area de la base del caisson

α : Coeficiente de de distribución de la presión lateral $\alpha = 0.5$ para distribución parabólica y $\alpha = 0.67$ para distribución triangular

E_C : Módulo de Young del material de que está hecho el caisson (concreto)

L : Longitud del caisson

b) Asentamiento del caisson producto de la carga de trabajo en la base (S₂)

$$S_2 = \frac{q_B D}{E_S} (1 - \mu_S^2) I_w I_p$$

Donde:

q_B : Carga unitaria admisible en la base

D : Diámetro del caisson

E_S : Módulo de Young del suelo

μ_S : Relación de Poisson del suelo

I_w : Factor de influencia que considera la profundidad de una capa rígida

I_p : Factor de profundidad que considera la profundidad de la cimentación

c) Asentamiento del caisson producto de la carga de fricción (S_3)

$$S_3 = \frac{Q_{Sad}}{pL} \frac{D}{E_S} (1 - \mu_S^2) I_f$$

Donde:

Q_{Sad} : Capacidad de carga admisible por fricción

p : Perímetro del caisson

D : Diámetro del caisson

μ_S : Relación de Poisson

L : Longitud del caisson

E_S : Módulo de Young del suelo

I_f : Factor de influencia

$$I_f = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}}$$

Cálculo de asentamientos en los pilares

1- Cálculo del asentamiento en el pilar derecho ($S - 1$)

$$S_1 = \frac{(Q_{Bad} + \alpha Q_{Sad})L}{A_B E_C}$$

Datos:

$$Q_{Bad} = 18,706/3 = 6235 \text{ ton}$$

$$Q_{Sad} = 1,587/3 = 529 \text{ ton}$$

$$A_B = p \cdot 7^2 / 4 = 38.48 \text{ m}^2$$

$$\alpha = 0.5 \text{ (distribución parabólica de la presión lateral)}$$

$$E_C = 2170000 \text{ ton/m}^2$$

$$L = 26.50$$

Aplicando la fórmula:

$$S_1 = 0.21 \text{ cm}$$

$$S_2 = \frac{q_B D}{E_S} (1 - \mu_S^2) I_w I_p$$

Donde:

$$q_B = 162 \text{ ton/m}^2$$

$$D = 7 \text{ m}$$

$$E_S = 1385 \text{ ton/m}^2 \text{ (Tabla N}^\circ \text{ 5 Anexo I)}$$

$$\mu_S = 0.40$$

$$I_w = 0.20$$

$$I_p = 0.58$$

Aplicando la fórmula:

$$S_2 = 7.98 \text{ cm}$$

$$S_3 = \frac{Q_{Sad}}{pL} \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_f$$

Donde:

$$Q_{Sad} = 529 \text{ ton}$$

$$p = 21.99 \text{ m}$$

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

$$\mu_s = 0.40$$

$$L = 26.50 \text{ m}$$

$$E_s = 1385 \text{ ton/m}^2 \text{ (Tabla N}^\circ \text{ 5 Anexo I)}$$

$$I_f = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}}$$

$$I_f = 2.68$$

Aplicando la fórmula:

$$S_3 = 1.03 \text{ cm}$$

Por lo tanto el asentamiento total será $S_t = 9.22 \text{ cm}$ y se irá produciendo durante la etapa de construcción.

2- Cálculo del asentamiento en el pilar izquierdo (S - 3)

$$S_1 = \frac{(Q_{Bad} + \alpha Q_{Sad})L}{A_B E_C}$$

Datos:

$$Q_{Bad} = 12,906.26/3 = 4,302 \text{ ton}$$

$$Q_{Sad} = 1,717.47/3 = 572 \text{ ton}$$

$$A_B = \pi \cdot 7^2/4 = 38.48 \text{ m}^2$$

$$\alpha = 0.5 \text{ (distribución parabólica de la presión lateral)}$$

$$E_C = 2170000 \text{ ton/m}^2$$

$$L = 26.00 \text{ m}$$

Aplicando la fórmula:

$$S_1 = 0.14 \text{ cm}$$

$$S_2 = \frac{q_B D}{E_S} (1 - \mu_S^2) I_w I_p$$

Donde:

$$q_B = 112 \text{ ton/m}^2$$

$$D = 7 \text{ m}$$

$$E_S = 1385 \text{ ton/m}^2 \text{ (Tabla N}^\circ \text{ 5 Anexo I)}$$

$$\mu_S = 0.40$$

$$I_w = 0.20$$

$$I_p = 0.58$$

Aplicando la fórmula:

$$S_2 = 5.52 \text{ cm}$$

$$S_3 = \frac{Q_{S_{ad}} D}{pL E_S} (1 - \mu_S^2) I_f$$

Donde:

$$Q_{S_{ad}} = 572 \text{ ton}$$

$$p = 21.99 \text{ m}$$

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

$$\mu_S = 0.40$$

$$L = 26.00 \text{ m}$$

$$E_S = 1385 \text{ ton/m}^2 \text{ (Tabla 05 Anexo I)}$$

$$I_f = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}}$$

$$I_f = 2.67$$

Aplicando la fórmula:

$$S_3 = 1.13 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el asentamiento total será $S_t = 6.79 \text{ cm}$

Estos asentamientos calculados son los máximos que se producirán en los caissons principales (pilares).

Los asentamientos S_1 y S_3 , que corresponden a la deformación axial en el concreto del caisson y el producido por la carga de fricción respectivamente, se producen durante el proceso de construcción e hincado de los caissons.

El principal asentamiento S_2 se produce en parte en el vaceado del tapón y construcción de los primeros elementos de la superestructura por lo que los asentamientos calculados son aceptables.

3.2.4 Cálculo del espesor del tapón inferior en los cajones o cilindros

A parte del punto de vista estructural el cálculo del espesor del tapón inferior de los caisson tiene importancia desde el punto de vista constructivo debido a que cuando se llega a la cota de cimentación se realiza a continuación el vaciado del sello inferior esta capa debe tener el suficiente espesor para que en estado fresco pueda soportar la presión hidrostática que se genera cuando el agua de la parte interior es evacuada, este caso es el mas desfavorable, este efecto se puede anular de alguna manera mediante un proceso constructivo adecuado. Pero justamente para contrarestarla debemos tener conocimiento de su naturaleza.

Metodología para el cálculo del espesor del sello (t)

El cálculo del espesor "t" del sello o tapón inferior se basa en la Teoría de la Elasticidad, para ello usaremos las ecuaciones de Den Hartog (1952) (tomado de la referencia N° 2)

a) Para caissons de sección circular

a.1) Si se dispone que el borde es continuo

(máxima presión en el borde)

$$t = 0.87 \sqrt{\frac{q_0 R^2}{f_c}} \quad (\mu=0.0) \quad \dots\dots\dots (1)$$

a.2) Si se dispone que el borde es simplemente apoyado (máxima presión en el centro)

$$t = 1.09 \sqrt{\frac{q_0 R^2}{f_c}} \quad (\mu = 0.15) \dots\dots\dots (2)$$

b) Para caissons de sección rectangular

b.1) Si se dispone que el borde es simplemente apoyado

$$t = \sqrt{\frac{6\beta q_0 B^2}{f_c}} \quad (\mu = 0.3) \dots\dots\dots (3)$$

b.2) Si se dispone que el borde es continuo

$$t = \sqrt{\frac{6\alpha q_0 B^2}{f_c}} \quad (\mu = 0.3) \dots\dots\dots (4)$$

Donde:

- t = Espesor del sello, en unidades consistentes
- f_c = Resistencia a la tracción del concreto, usamos de 0.1 a 0.2f'_c
- q₀ = Presión de contacto en el suelo, influye la napa freática
- R = Radio del tapón circular
- B = Ancho del tapón rectangular
- L = Largo del tapón rectangular

Los factores α y β se obtienen de la tabla siguiente:

CUADRO N° 07

L/B	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3	∞
α	0.051	0.064	0.073	0.078	0.081	0.083	0.083	0.083
β	0.048	0.063	0.075	0.086	0.095	0.102	0.119	0.125

Los valores límites son: $\alpha = 1/12$ y $\beta = 1/8$

CÁLCULO DEL ESPESOR DE TAPÓN INFERIOR EN LOS PILARES

Exponemos el cálculo de los espesores de los tapones de caissons principales.

Para ambos casos, estamos frente a caissons de forma circular y por seguridad asumimos la condición de apoyo simple por lo que aplicamos la fórmula (2)

$$t = 1.09 \sqrt{\frac{q_0 R^2}{f_c}}$$

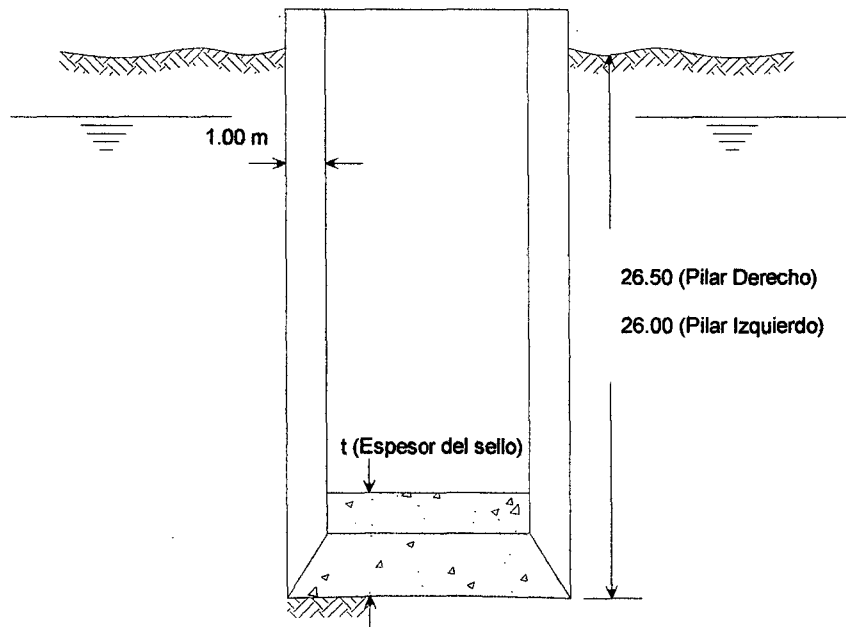


GRÁFICO N° 02 Croquis de Caissons de Pilares

1. Cálculo de "t" en el pilar izquierdo

Paso 1

Cálculo del espesor "t"

Considerando que la zona de Yuracyacu donde está ubicado el puente es 100% inundable se tiene que:

$$q_0 = 26.00 \text{ m} \times 1000 \text{ kg/m}^2 - 2400 \text{ kg/m}^3 \times t$$

Aplicando la ecuación (2)

$$t = 1.09 \sqrt{\frac{(26 \times 1000 - 2400t) 2.5^2}{0.1 \times 210}}$$

Resolviendo esta ecuación $t = 0.92$ m.

Asumimos $t = 1.00$ m

Paso 2

Chequeo de la posibilidad de evacuar el agua del interior

$$\begin{aligned}\text{Peso del sello} &= 1\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times \pi \times 5^2/4 = \\ &= 47 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Peso del caisson} &= (7^2 - 5^2)\pi/4 \times 26 \times 2400 = \\ &= 1,176 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Resistencia a la fricción (Ver anexo III)} & \\ &= 1,717 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\text{Total} = 2,940 \text{ ton}$$

Empuje de caisson sumergido

$$= 26 \times 1 \times \pi \times 7^2 / 4 = 1,000 \text{ ton}$$

la fuerza neta es: $1,000 \text{ ton} - 2,940 \text{ ton} = - 1,940 \text{ ton}$
(hacia abajo)

por lo que concluimos en que no hay problema para dejar vacío el caisson

Paso 3

Chequeo por corte perimetral en la zona de interface de caisson - sello

$$t \times \pi \times D_i f_c = D_f \times \gamma_{\text{agua}} \times \pi \times D_i^2 / 4 - W_{\text{sello}}$$

$$100 \times \pi \times 500 f_c = 26 \times 1000 \times \pi \times 5^2 / 4 - 47000$$

$$f_c = 2.95 \text{ kg/cm}^2 \lll 0.1 f'_c = 21 \text{ kg/cm}^2 \text{ Ok!}$$

El espesor de 1.00 m en el tapón inferior para el Pilar Izquierdo es satisfactorio para proceder al vaciado sin la presencia de agua en el interior del caisson.

El espesor que considera el Ingeniero proyectista para los pilares es de 2.45 m por lo que no existiría ningún problema al realizar el vaciado de los tapones inferiores. El cálculo del espesor que se realiza aquí es para verificar el espesor dado en un proyecto y tener un mejor conocimiento de las limitaciones que se tienen al ejecutar la construcción de la cimentación.

2- Cálculo de "t" en el pilar derecho

Paso 1

Cálculo del espesor "t"

Considerando que la zona de Yuracyacu donde está ubicado el puente es 100% inundable se tiene que:

$$q_0 = 26.50 \text{ m} \times 1000 \text{ kg/m}^2 - 2400 \text{ kg/m}^3 \times t$$

Aplicando la ecuación (2)

$$t = 1.09 \sqrt{\frac{(26.50 \times 1000 - 2400t) 2.5^2}{0.1 \times 210}}$$

Resolviendo **t = 0.93 m.**

Asumimos **t = 1.00 m**

Paso 2

Chequeo de la posibilidad de evacuar el agua del interior

$$\text{Peso del sello} = 1\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times \pi \times 5^2/4 = 47 \text{ ton}$$

$$\text{Peso del caisson} = (7^2 - 5^2)\pi/4 \times 26 \times 2400 = 1,176 \text{ ton}$$

Resistencia a la fricción (Ver Anexo III)

$$= 1,587 \text{ ton}$$

$$\text{Total} = 2,810 \text{ ton}$$

Empuje de caisson sumergido

$$= 26 \times 1 \times \pi \times 7^2 / 4 = 1,000 \text{ ton}$$

la fuerza neta es: $1,000 \text{ ton} - 2,810 \text{ ton} = - 1,810 \text{ ton}$
(hacia abajo)

por lo que concluimos en que no hay problema para dejar vacío el caisson

Paso 3

Chequeo por corte perimetral en la zona de interface de caisson - sello

$$t \times \pi \times D_i f_c = D_f \times \gamma_{\text{agua}} \times \pi \times D_i^2 / 4 - W_{\text{sello}}$$

$$100 \times \pi \times 500 f_c = 26 \times 1000 \times \pi \times 5^2 / 4 - 47000$$

$$f_c = 2.95 \text{ kg/cm}^2 \lll 0.1 f'_c = 21 \text{ kg/cm}^2 \text{ Ok!}$$

Como se observa en los cálculos, para ambos espesores es suficiente un espesor de 1.00 metro para los tapones de los dos pilares.

En el proyecto original de obra se considera para los estribos un espesor de 1.90 m lo que indica que se puede vaciar el sello de los caissons sin la presencia de agua en interior de los cilindros.

CAPITULO IV

TRABAJOS DE CAMPO

4.1 Métodos de hinca de cajones aplicados en el puente Yuracyacu

4.1.1 Pozo indio

Llamado así por la forma manual de excavación en el fondo. Este procedimiento es con el que se inician, generalmente, los trabajos de hincado de caissons en nuestro país. Luego de materializar los ejes del proyecto en el terreno se procede a encofrar lo que será la arista cortante y el primer cuerpo del caisson. Cuando ya se tiene el borde cortante, la uña y el primer cuerpo vaciado, se procede a la excavación en el interior del caisson para poder así provocar el descenso del mismo, a continuación describimos la secuencia que se sigue en este procedimiento constructivo.

Paso 1

Trazo y replanteo de los ejes

Debido a la naturaleza de los trabajos debemos verificar de manera detallada la ubicación de los ejes y dar nuestra opinión a la supervisión para evitar problemas posteriores generados por una mala ubicación de dichos ejes proyectados, estos problemas pueden ser, por ejemplo, cercanía a estructuras existentes (ver Fotos N° 08, 09 y 10) como muros de contención, estribos antiguos o quizás otro caisson muy próximo ya que como se verá posteriormente ésto genera problemas muy serios en la correcta ejecución de los trabajos. Es sabido que el Proyectista define la

ubicación de los ejes utilizando los criterios técnicos adecuados pero la verificación concienzuda del proyecto por parte del contratista le llevará a evitarse problemas contractuales y económicos posteriores, que juntamente con lo técnico a la larga es la esencia de toda obra, sobre todo desde el punto de vista del contratista.

La ubicación adecuada de los ejes es pues el punto de partida de la actividad que inicia el hincado de los caissons el equipo a utilizar es:

Equipo Distanciómetro ó mejor Estación Total
Winchas

Paso 2

Encofrado de borde cortante y primer cuerpo

Definición de borde cortante.-Borde Cortante es la arista inferior del caisson que irá "cortando" el terreno para abrirse paso a través de los estratos; para ayudar al hincado este borde debe estar recubierto por una plancha acero de espesor aproximado de 16 mm debidamente anclada y embebida en el concreto. Además de ayudar a disminuir la fricción en la zona crítica de rozamiento, esta protección metálica protege esta parte evidentemente débil del caisson frente a fuerzas de impacto que posiblemente sufra el caisson en su trayectoria hacia el nivel definitivo de cimentación.

Presentamos en la Gráfico N° 03 los tres tipos básicos de borde cortante metálico.

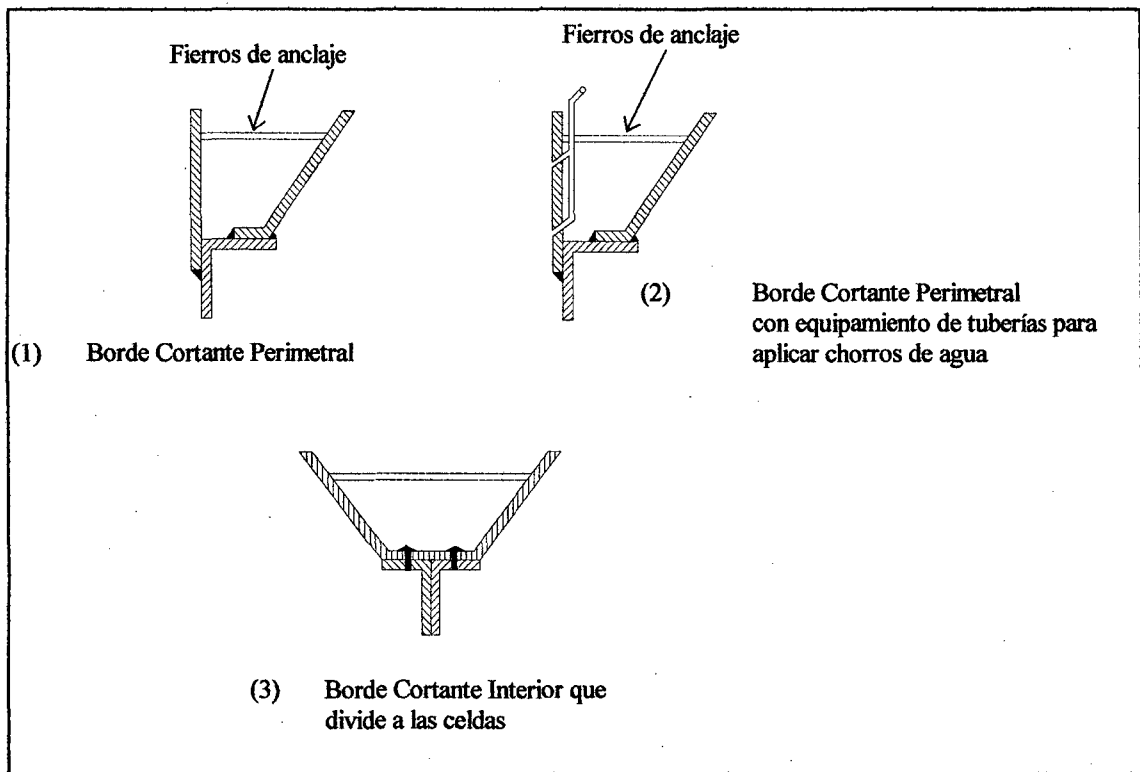


GRÁFICO N° 03 Tipos Básicos de Bordes Cortantes usados en caissons

El tipo (1) es el mas usado en nuestro medio y es el que se ha empleado en los caissons del puente Yuracyacu, así como también en la reconstrucción del puente Bolognesi en la ciudad de Piura.

El tipo (2) es una variante del tipo básico se instalan tuberías que sirven para lubricar el suelo y disminuir la fricción. Estos dispositivos en realidad son secundarios ya que lo que origina efectivamente el descenso es el peso propio del caisson.

El tipo (3) es aplicable en las paredes interiores de caissons de sección en planta amplios.

Teniendo el borde cortante fabricado se procede a habilitar el acero de refuerzo y encofrar el primer cuerpo del caisson; en nuestro caso se ha procedido simplemente a utilizar paneles curvos de 1.20 x 1.20 m que nos permitían dar la forma circular de los caissons los encofrados deben ser capaces de soportar la presión del concreto fresco; se recomienda usar zunchos de fierro corrugado de 1" de ϕ que permitan asegurar la forma durante el vaciado y prevenir así deformaciones por posibles asentamientos inesperados que suele ocurrir por el peso adicional que representa el vaciado de un nuevo cuerpo.

Paso 3

Instalación de hombres y equipos de excavación

Luego de desencofrar las formas del cuerpo vaciado anteriormente se procede a instalar los equipos que han de servirnos para eliminar el material excedente de excavación en el fondo. En el caso de la obra del puente Yuracyacu se ha utilizado un cucharón de almeja activado por una grúa de 30 toneladas para realizar la excavación y eliminación bruta y un winche eléctrico de 250 kg ó 0.10 m³ para la excavación manual, para lo cual se empleó 8 hombres en el fondo del caisson.

La excavación se puede iniciar inmediatamente después de desencofrar el cuerpo ya que el tiempo transcurrido es suficiente para que el concreto pueda soportar los empujes iniciales que el terreno ejerce sobre éste. Debe calcularse las estructuras provisionales, como los anclajes del winche, que se instalarán en el concreto nuevo ya que puede producirse esfuerzos mayores a los que puede soportar.

Se debe tener siempre presente que en los trabajos de excavación los riesgos van creciendo conforme vamos profundizando por lo que las medidas de seguridad deben ser de mucha consideración desde el inicio de los trabajos.

Paso 4

Excavación

En el método del Pozo Indio la excavación puede ser 100% manual ó, se recomienda, se puede utilizar el cucharón de almejas como en nuestro caso para eliminar de manera bruta el material de la excavación y luego refinar con excavación manual solo que la precaución que hay que tener es que se debe excavar a máquina exclusivamente en el centro del fondo para evitar al máximo los desplomes y desplazamientos excesivos, que junto a la fricción son los principales "enemigos" de este método. Cuando el cucharón de almejas u otro sistema mecánico haya excavado unos 2.00 metros de profundidad se dispone el descenso de la cuadrilla de excavación para llevar a cabo la excavación manual y refine del corte.

La excavación debe iniciarse en el centro del pozo y luego espiralmente ir avanzando hacia la pared del caisson. La razón de excavar de esta manera es mantener la simetría de esfuerzos en el reacomodo de las partículas del suelo mientras se está excavando, asegurando así un descenso correcto en los primeros metros de hincado que son los decisivos para que el caisson tome el rumbo correcto, esto se logra a la perfección en la excavación manual.

Durante la excavación del manual debe producirse el descenso del cuerpo venciendo, las fuerzas de fricción.

Cuando se ha logrado hincar la corona del primer cuerpo hasta el ras del suelo, esto para poder encofrar el siguiente con mayor facilidad, inmediatamente se procede a desinstalar los equipos y encofrado del siguiente cuerpo volviendo así al paso 2 concerniente a encofrado y vaciado del siguiente cuerpo.

Air Lift

La variante de el método de Pozo Indio es la aplicación del *Air Lift* que consiste en excavar a cajón abierto valiéndose de una máquina de percusión que excava en el fondo y elimina el material por bombeo utilizando como medio de transporte, el agua. En la Foto N° 01 se muestra la aplicación de este método.

4.1.2 Cajón neumático

En el método del Pozo Indio no se menciona que pasa con el agua freática que está presente en toda obra de esta naturaleza ya que los puentes siempre se cimientan, sino en el lecho, en la ribera de los ríos. Cuando aplicamos el Pozo Indio en Yuracyacu y nos encontramos con agua freática a 1.5 metros de profundidad aproximadamente, se utilizó electrobombas de 4" y 6" de potencia nominal de 30 KW con la cual se excavaba sin inconvenientes. El problema vino después, como se sabe, de acuerdo a los estudios geotécnicos los estratos presentan un porcentaje considerable de arena lo cual indica su permeabilidad. Cuando se alcanza la profundidad aproximada de 15.00 m. ya era prácticamente imposible deprimir la napa freática mediante las electrobombas mencionadas, frente al problema se planteó reforzar el número de bombas y cambiar a mayor

potencia de bombeo pero rápidamente se pudo comprobar que es totalmente inconveniente la aplicación de estos cambios por la dificultad de su instalación y, lo que es peor aún, producía licuación de las arenas circundantes provocando inclinaciones y desplazamientos indeseados en los caissons. La excavación con el cucharón de almejas, a pesar de que inicialmente podía excavar en agua, luego por la naturaleza del terreno arcilloso su aplicación se tornó improductiva.

Es en esta situación que se decide por el método de la Campana Neumática que es el método que nos ocupa a continuación.

El método neumático

El método Neumático se basa en la presión que el aire ejerce para eliminar el agua del fondo del caisson y así poder excavar en seco, la presión de aire se alimenta con electro-compresora que debe funcionar continuamente a fin de garantizar aire puro en la cámara de trabajo. La presión garantiza la eliminación de agua al nivel de borde cortante ("Principio del vaso invertido") por lo que el hincado se debe producir paralelamente a la excavación caso contrario estaríamos frente a un problema de falta de peso propio que impide conseguir el descenso.

El método Neumático tiene limitaciones intrínsecas que están íntimamente relacionadas a la interacción hombre - aire comprimido, ya que la presión que puede soportar el hombre, que trabaja en el fondo excavando, es el parámetro que determina la profundidad máxima, desde el nivel

freático o agua superficial, a que se puede profundizar con este método.

Debido al desconocimiento de lo delicado que es el trabajo en la cámara neumática en los inicios de la aplicación del método acontecieron lamentables accidentes que ocasionaron pérdidas de vidas humanas en los primeros trabajos se sumó a esto la falta de luz eléctrica de entonces que obligaba a iluminar la cámara de trabajo mediante mecheros que contaminaban el aire comprimido transcribimos a continuación un pasaje del libro "Puentes y sus Constructores" de David Steiman (Referencia 3) "Los trabajadores entraron por primera vez en el cajón el 10 de mayo de 1,870, al principio los escapes de aire eran frecuentes. En el cajón de Brooklyn la máxima presión conseguida fue de 1.6 kg/cm² sobre la presión atmosférica exterior"

"Hubo incesantes y nuevas dificultades sin fin. Los ingenieros estaban indecisos en cuanto al empleo de la pólvora para voladuras, pues no había experiencia previa respecto a las posibles consecuencias ... encontrándose que las sacudidas eran inofensivas"

"En la pila de Nueva York la presión fue de 2.4 kg/cm² sobre la presión atmosférica"

Los pasajes citados se refieren a la construcción del puente Brooklyn que fue obra del ingeniero estadounidense de origen alemán John August Roebling; este ingeniero encontró la muerte de manera muy lamentable en los trabajos de trazo y replanteo del referido puente, siendo su hijo Washington quien le sucede en el mando de la construcción. Pero también para el hijo constituyó el puente un trágico destino. Dos años después, en 1872, a la edad de 35 años es

afectado por el llamado entonces "Enfermedad del caisson" fue afectado por una paraplejia que lo limitó a dirigir la obra desde un edificio cercano. Siendo quizá este el caso mas ilustrativo de lo que puede causar el efecto de la presión incontrolada en el organismo humano.

A raíz de los problemas que se presentaron originalmente por los trabajos en aire comprimido se ha venido perfeccionando el método Neumático a fin de minimizar los efectos nocivos de éste sobre la integridad física del trabajador e incluso en algunos lugares como Nueva York se dispuso un reglamento oficial para los trabajos en caissons neumáticos este reglamento se resume en la siguiente tabla tomada de la referencia 4.

CUADRO N° 08

Presión de Trabajo (psi)	Horas de trabajo (mañana)	Horas de descanso (medio día)	Horas de trabajo (tarde)
0 - 20	4	0.5	4
21 - 29	3	1	3
30 - 34	2	2	2
35 - 39	1.5	3	1.5
40 - 44	1	4	1
45 - 49	0.75	5	0.75

Considerando que $1\text{kg/cm}^2 = 14.22\text{ psi} = 10\text{ m de H}_2\text{O}$ por lo que $1\text{ psi} = 0.70\text{ m de H}_2\text{O}$. Basados del cuadro anterior se tiene que se puede trabajar en el caisson neumático económicamente conveniente hasta la presión de 29 psi y excepcionalmente hasta la presión de 34 psi que en metros de agua significa unos 24 metros de profundidad bajo el

nivel aguas freáticas o superficiales. En el caso de Yuracyacu hemos alcanzado la presión máxima de trabajo de 35 psi es decir unos 2.5 kg/cm² sobre la presión atmosférica.

Tiempos de adaptación a la presión de trabajo

Como ya hemos visto es posible trabajar hasta en una presión de 2.5 kg/cm² sin problemas mayores pero tiene importancia vital manejar los tiempos de adaptación de entrada y salida a la cámara de trabajo del personal. Este proceso se realiza en una cámara intermedia adyacente a la cámara principal que sirve para que el personal vaya alcanzando, paulatinamente, la presión de trabajo. El tiempo debe controlar un operador calificado desde la presión manométrica cero (normal) hasta la presión de trabajo (manométrica) y la inversa, cuando se culmina la jornada, para alcanzar nuevamente la presión atmosférica. De los dos procesos el mas importante es el tiempo en que el personal se descompresiona ya que si se realiza muy de prisa puede dar lugar a que las burbujas de aire queden atrapadas en los músculos o en las articulaciones provocando fuertes dolores en ellos, lo peor es cuando las burbujas de aire se quedan atrapadas en la sangre produciendo la temible enfermedad de los cajones de aire comprimido que se manifiesta en una parálisis total del cuerpo.

De la referencia bibliográfica N° 5 se tiene la siguiente regla para los tiempos de descompresión será de 1 minuto por cada 0.07 kg/cm² hasta llegar a los 2.1 kg/cm² y un minuto y medio por cada 0.07 kg/cm² que sobrepase de ella.

En la obra del puente Yuracyacu se ha aplicado las siguiente reglas para la excavación en los caissons neumáticos:

- La edad de los trabajadores debe estar comprendida entre los 20 a 50 años, debidamente sometidos a exámenes médicos (Electrocardiograma y Radiografías Torácicas).
- Cada trabajador recibía charlas informativas, periódicamente, en cuanto a la naturaleza de los trabajos. La descompresión dura 1 minuto para una presión de 0.1 a 1.3 kg/cm², siendo cada vez mayor hasta alcanzar 70 minutos para 3 kg/cm². (Ver Gráfico N° 4)
- Cualquier molestia que experimente el personal debe ser comunicada inmediatamente al enfermero de obra para su tratamiento respectivo.

La experiencia de la aplicación de estas reglas en obra nos enseñó que si se respetan éstas no se tendrán problemas mayores en cambio no respetarlas si puede traer problemas muy serios de salud en los trabajadores. Es necesario que los chequeos médicos iniciales sean realizados en un centro de salud confiable para calificar al personal idóneo para el trabajo ya que está en juego la vida humana y de ninguna manera se justificaría un daño físico irreversible o fallecimiento por el incumplimiento de las reglas.

El responsabilidad pues del ingeniero residente de obra la supervisión de la selección del personal que ha de laborar en el interior de los caissons neumáticos por todos los riesgos que implica la aplicación del método.

Tiempo Descompresión (minutos)	Presión (kg/cm ²)
0.00	0.00
1.00	0.10
1.00	1.30
70.00	3.50

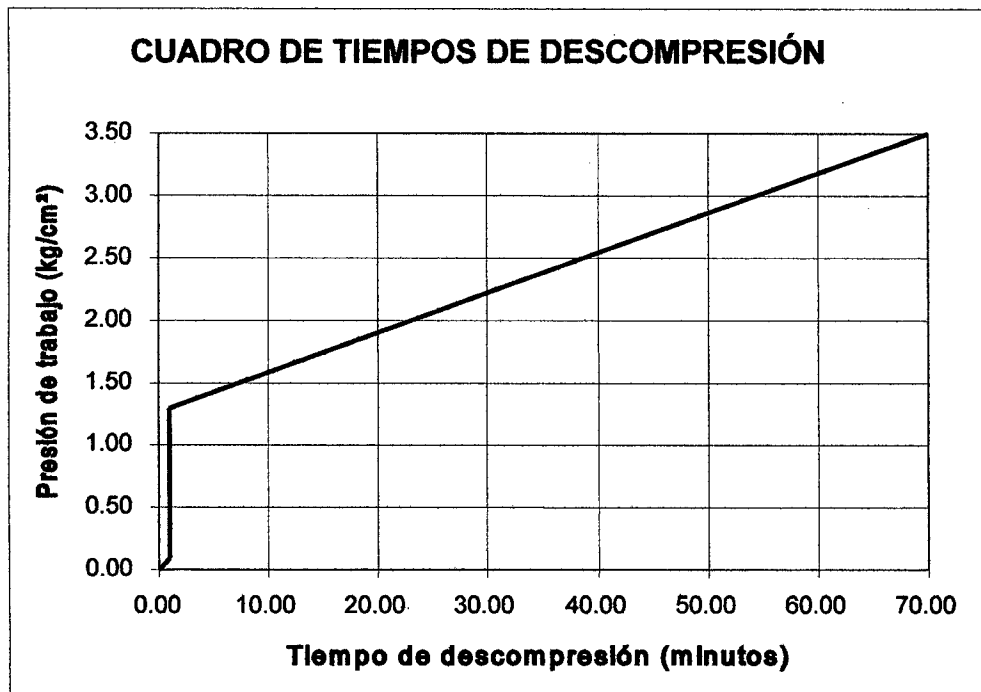


GRÁFICO N° 04 Cuadro de tiempos de descompresión utilizados en los trabajos del puente Yuracyacu

Cumple un papel importante el aire que se genera para el caisson. La electrocompresora debe estar debidamente equipada con filtros de aire y aceite a fin de garantizar aire puro. Los trabajadores estaban informados que cualquier molestia en la vista o garganta era un indicativo de que el aire estaba viciado y se tenía que evacuar el caisson inmediatamente hasta reparar la falla.

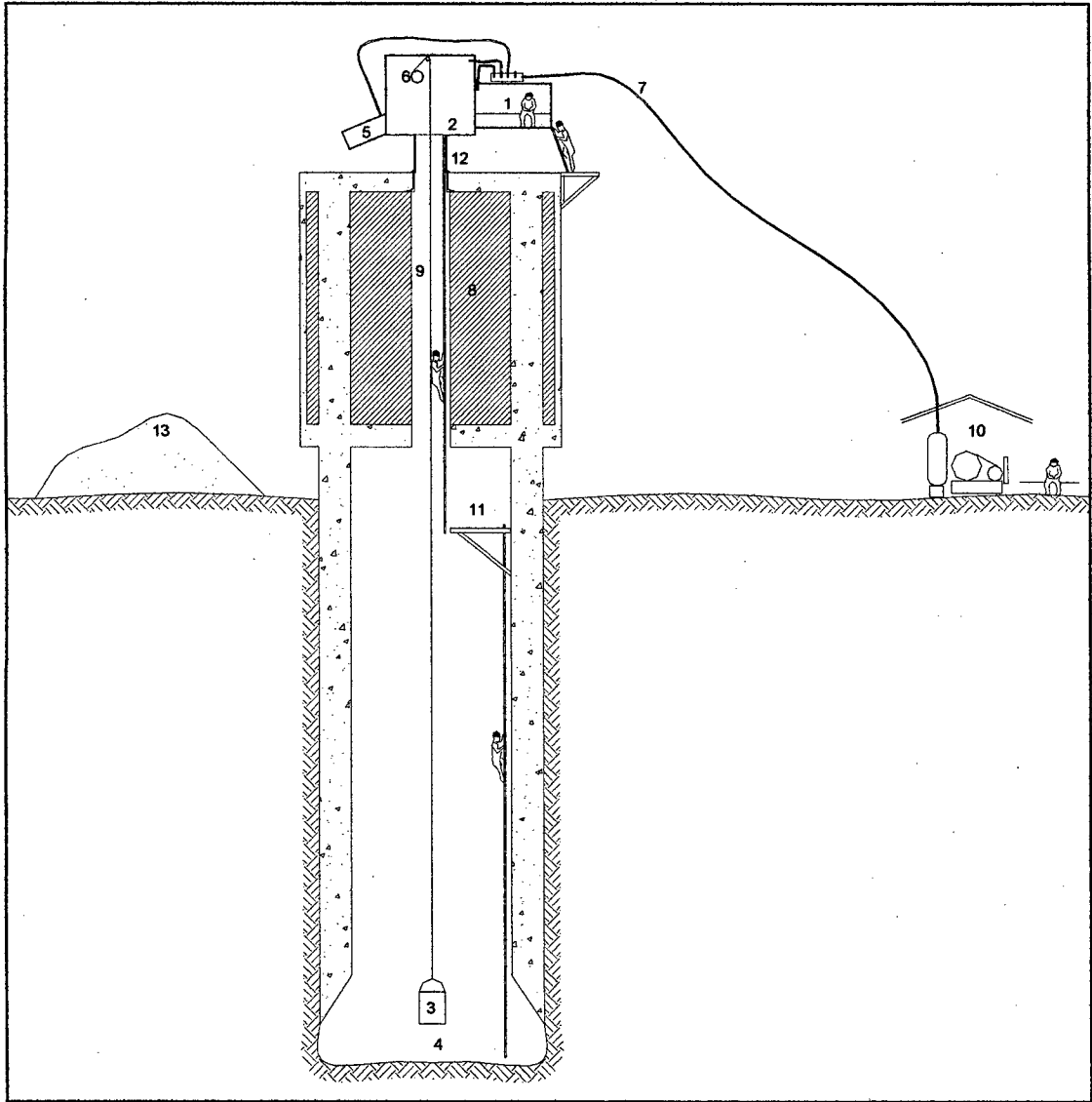


GRÁFICO N° 05 Esquema del sistema Caisson Neumático

1.- Precámara, 2.- Cámara, 3.- Balde de Winche, 4.- Frente de excavación, 5.- Botadero, 6.- Motor del winche eléctrico, 7.- Manguera de conducción de aire comprimido, 8.- Cámara de lastre, 9.- Chimenea de acceso al caisson, 10.- Electrocompresora, 11.- Plataforma intermedia de descanso, 12.- Zona de empalme empernado entre la campana y el caisson, 13.- Material procedente de excavación.

Descripción de las partes del caisson neumático

En GRÁFICO N° 05 se representa de manera esquemática las partes integrantes del sistema que se emplea para la aplicación del método neumático en el caisson. Pasamos a describir cada una de estas partes.

(1) Precámara, viene a ser el ambiente donde el personal se adapta a la presión de trabajo de manera progresiva la entrada de aire se controla manualmente mediante una válvula en la parte superior de la misma.

En la precámara también se realiza la descompresión lenta del personal luego de la jornada de trabajo. Los tiempos de descompresión están en función de la presión de trabajo y se miden de acuerdo la GRÁFICO N° 04.

(2) Cámara, es el lugar que se encuentra a continuación de la precámara y está comunicada directamente con el caisson, es decir, la presión en el interior del caisson es igual a la presión en la cámara. Entre la cámara y la precámara hay una compuerta circular hermética de 80 cm. de diámetro que solo puede ser abierta desde la cámara. En la cámara se encuentra también el winche que permite subir y bajar el balde que se emplea para eliminar el material procedente de la excavación.

(3) Balde, que se emplea para eliminar el material procedente de la excavación su capacidad y dimensiones está directamente ligada a la potencia del motor del winche y al diámetro de la chimenea por donde pasará, en nuestro caso utilizamos un balde de $1/3 \text{ m}^3$ que era llenado por 8 obreros que trabajan en el fondo.

(4) Nivel de excavación en el fondo. La presión de trabajo, dependiendo del tipo de terreno, solo garantiza mantener "seco" el suelo hasta 1 metro desde el borde cortante como máximo para suelos arcillosos o impermeables y prácticamente cero para suelos granulares de mayor permeabilidad. Debido a esta propiedad se debe buscar siempre que el hincado nunca se detenga por que de lo contrario el agua impediría el normal proceso de excavación en seco, que es el objetivo principal del método método.

(5) Botadero, es una cámara de magnitudes pequeñas, cilindro de 60 cm de diámetro cuya capacidad es de $1/3 \text{ m}^3$ a travéz de ella se elimina el material de un balde cada vez. Tiene dos compuertas herméticas, una que se puede abrir desde la cámara, y la otra que solo se puede abrir y cerrar desde la parte exterior. El botadero tiene su propia válvula de alimentación de aire.

(6) Winche, es el equipo accionado por un motor eléctrico. Fue el único sistema que se utilizó para eliminar el material procedente de la excavación. Es conveniente que la velocidad del motor sea la mayor posible ya que ésto contribuye al rendimiento de la excavación.

(7) Mangueras de presión, son las que conducen el aire a presión desde la electrocompresora hasta la "chancha" y de ahí a los diferentes compartimentos anteriormente descritos, su calidad debe ser tal que pueda soportar la presión máxima que se presenta en el arranque adyacente a la electrocompresora.

(8) Lastre, cuando se realizó el cambio de sistema en la excavación (Pozo Indio a Caisson Neumático) el diseño que hizo el especialista dio que este espacio debe ser llenado por arena saturada a fin de dar mayor peso al caisson, mas adelante veremos que este lastre resultó muy insuficiente.

(9) Chimenea de acceso, es el ducto por donde circulan el personal y por donde se elimina el material de excavación, el diámetro que se utilizó es de 1.20 m. y resultó adecuado para las actividades realizadas, el vaciado del tapón también se realiza sin inconvenientes en este diámetro, el material de que está hecho debe ser obligatoriamente de plancha de acero de $e = \frac{1}{4}$ " para evitar una explosión por exceso de presión, no se harán de concreto por ser frágil y las posibilidades de que queden cangrejeras hacen de una chimenea construida con este material sea peligrosa para este fin.

La chimenea tendrá una brida superior que se unirá herméticamente a la brida inferior en la "garganta" de la campana. La parte inferior simplemente vá embebida en el concreto del techo de la cámara de excavación.

(10) Electrocompresora, equipo que suministra continuamente aire comprimido al caisson, este aire debe ser puro y a una temperatura adecuada (unos 20° C) su ubicación debe ser la mas próxima posible al caisson para evitar pérdidas en las mangueras de conducción, el operador de este equipo debe ser debidamente calificado para esta labor y su trabajo es permanente y exclusivo. La capacidad de la

electrocompresora a usar depende del volumen del caisson y la capacidad del terreno a retener el aire comprimido.

(11) Plataforma de descanso del personal su importancia es obvia por las dimensiones del caisson y considerando que el acceso al fondo del caisson es por medio de una escalera de fierro.

(12) Pernos anclados al concreto del techo del caisson que garantizan la unión de la campana neumática al caisson.

(13) Material procedente de la excavación, este material se elimina inmediatamente de las cercanías al caisson.

Metodología empleada en el caisson neumático

El proceso que se sigue en este método es el que se describe a continuación.

(1) Hay que calcular, en primer lugar que nivel de agua tenemos en el interior del caisson, a presión manométrica nula, para saber cual es la presión aproximada de trabajo. El conocimiento de la naturaleza de los estratos respecto a su permeabilidad dan una idea del tiempo en que se eliminará el agua y sea posible entonces el ingreso del personal a excavar en el fondo; en nuestro caso debido al estrato Pt el agua se eliminaba después de 24 horas mínimo con el inconveniente adicional de que la presión se eleva a un pico de unos 45 psi lo que era peligroso para la estructura del caisson. Este inconveniente se superó ingeniosamente utilizando la misma presión del aire para eliminar, mediante una manguera, el agua del fondo por un

gradiente hidráulico creado por la diferencia de presión que hay entre el exterior y el interior del caisson, este artificio empleado no solo acortó el tiempo de "secado" del agua, de un día a tres horas, sinó que evitó que la presión en el caisson se eleve de manera exagerada, los excesos de presión se convertían en mayor caudal de eliminación. (Ver Fotografía N° 18). Cuando se ha conseguido la eliminación del agua debe cancelarse la eliminación por la manguera porque de lo contrario se estaría eliminando aire en vez de agua generando neblina en el interior por condensación del aire comprimido.

(2) Una vez que se ha eliminado el agua del interior del caisson se procede al ingreso del personal a la precámara. La cámara está ya a la presión de trabajo y la precámara a presión manométrica nula, una vez que se cierra la compuerta de la precámara se procede a ir incrementando la presión en el interior de la precámara; este procedimiento debe realizarse razonablemente lento considerando que los organismos, a pesar de ser aptos para el caso, responden de manera diferente frente al aumento de presión. Este procedimiento es prácticamente inocuo al organismo, la mayor molestia la sufren los oídos por el zumbido, y un poco de temor para los obreros novatos.

(3) Cuando se alcanza, en la precámara, la presión a la que está la cámara la compuerta que comunica a ambos ambientes se abre de manera automática por la igualdad de fuerzas de uno y otro lado este es el momento en el que ingresa el personal obrero a la cámara.

Parte del personal se queda en la cámara para operar el winche y eliminación del material de excavación hacia el botadero. Otro grupo de obreros desciende al fondo del caisson por medio de una escalera de fierro.

La cuadrilla de excavación empieza su labor, valiéndose de lampas y picos, en el fondo llenando el balde de material se iza este hacia el botadero

(4) El proceso de eliminación se realiza coordinadamente con el personal que recibe en el exterior para evitar pérdidas violentas del aire comprimido por que puede ser muy peligroso para el personal que opera en el interior. El proceso se inicia con el llenado del botadero desde el interior de la camara (2) una vez llenado el botadero se procede a cerrar la compuerta de éste que da a la cámara, paso seguido el personal que se encuentra en el exterior procede a abrir la compuerta del botadero y así se consigue eliminar el material del botadero, vaciado el botadero se procede a cerrar la compuerta exterior y luego se aplica aire mediante la válvula exterior correspondiente hasta alcanzar la presión de trabajo que hay en el interior del caisson. Una vez alcanzada esta presión se comunica el hecho al personal del interior para que proceda a abrir la compuerta interna del botadero y repetir el ciclo de eliminación.

(5) El proceso de excavación se termina, para nuestro caso promedio, luego de 3.5 horas desde que ingresaron a la precámara es decir: trabajaron en excavación unas tres horas netas la restante media hora la utilizarán para "descomprimirse" gradualmente en la precámara, el enfermero

de turno realiza un chequeo de rutina al personal antes de que se retire a ingerir sus alimentos luego volverán para cumplir su tarea en la tarde.

4.1.3 Aplicación de lodo bentonítico

El cambio de caisson Abierto a Neumático significó que se tenía que hacer un proyecto de adaptación de los caissons para que se les pueda acoplar la campana neumática. Como veremos mas adelante los caissons abiertos en el nivel en que se encontraban ya se mostraban muy livianos para ser hincados por gravedad con la inclusión de aire comprimido en su interior se manifestaron fuerzas ascendentes de gran magnitud que responden al principio de Arquímedes y la fuerza de la presión que se ejerce directamente en la superficie proyectada por el caisson a un plano horizontal transversal a éste. Como consecuencia de esto se estuvo esperando durante un mes que el caisson descendiera siquiera un centímetro y no se produjo el esperado descenso, al contrario se producía el proceso inverso el caisson se elevaba un centímetro desde su posición de reposo a presión manométrica cero, esto reflejaba entonces que el caisson era extremadamente liviano y de no ser por la fricción negativa que ofrecía el suelo, éste podría salir expulsado del suelo entonces teníamos dos caminos para proseguir con el hincado o reducimos la fricción que ofrece el terreno o deberíamos aumentar el peso del caisson; se tomó la decisión de utilizar lodo bentonítico por ser ésta la opción mas factible desde el punto de vista económico y operativo. Estos procedimientos se idearon en base a los recursos que teníamos en obra ya que no existía ningún proyecto de obra que contemple la aplicación del

lodo por lo que experimentamos con dos métodos, ambos aprovechan la presión en el interior de los caissons, que a continuación se describen.

a) Aplicación de lodo en el fondo del caisson

El método consiste en quitar la presión del caisson por unas horas para obtener cierto volumen de agua en el fondo. Cuando se tiene agua suficiente se procede a aplicar nuevamente presión de mantenimiento de este nivel de agua en el que se vierte una cantidad de bentonita en polvo en una dosificación de 165 gramos de polvo por litro de agua, valiéndonos de un pitón de aire comprimido diluimos la mezcla. Teniendo ya la mezcla homogénea se aplica la presión de expulsión de agua en el caisson logrando así la eliminación del lodo hacia el exterior del caisson. La respuesta a la aplicación de este experimento se ve minutos después cuando se observa la salida de burbujas de aire que salen del suelo en la periferia del caisson, si las burbujas salen muy lejos del caisson no es conveniente por que el lodo se desperdiciaría en demasía ya que tomará el mismo camino que el aire en fuga y no producirá la deseada disminución del coeficiente de fricción que ofrece el terreno al hincado.

De acuerdo a las observaciones en el terreno salía lodo hasta en una distancia de 30 metros del eje del caisson. Se muestra en el GRÁFICO N° 06 la salida del lodo bentonítico con la aplicación de este método.

La aplicación de este método tuvo efectos negativos en el sentido que desestabilizó los terraplenes que se construyeron para proteger a los caissons de las corrientes de agua del río, además es evidente la alteración del terreno circundante al caisson cambiando así las propiedades geotécnicas de los estratos subyacentes hasta el borde cortante por lo que no es recomendable su aplicación ya que una de las condiciones mas importantes que debe cumplir todo proceso de hincado de caissons es evitar siempre la alteración de las condiciones iniciales del terreno por que son la base de los cálculos que se realizan para obtener los parámetros de diseño.

METODO 1

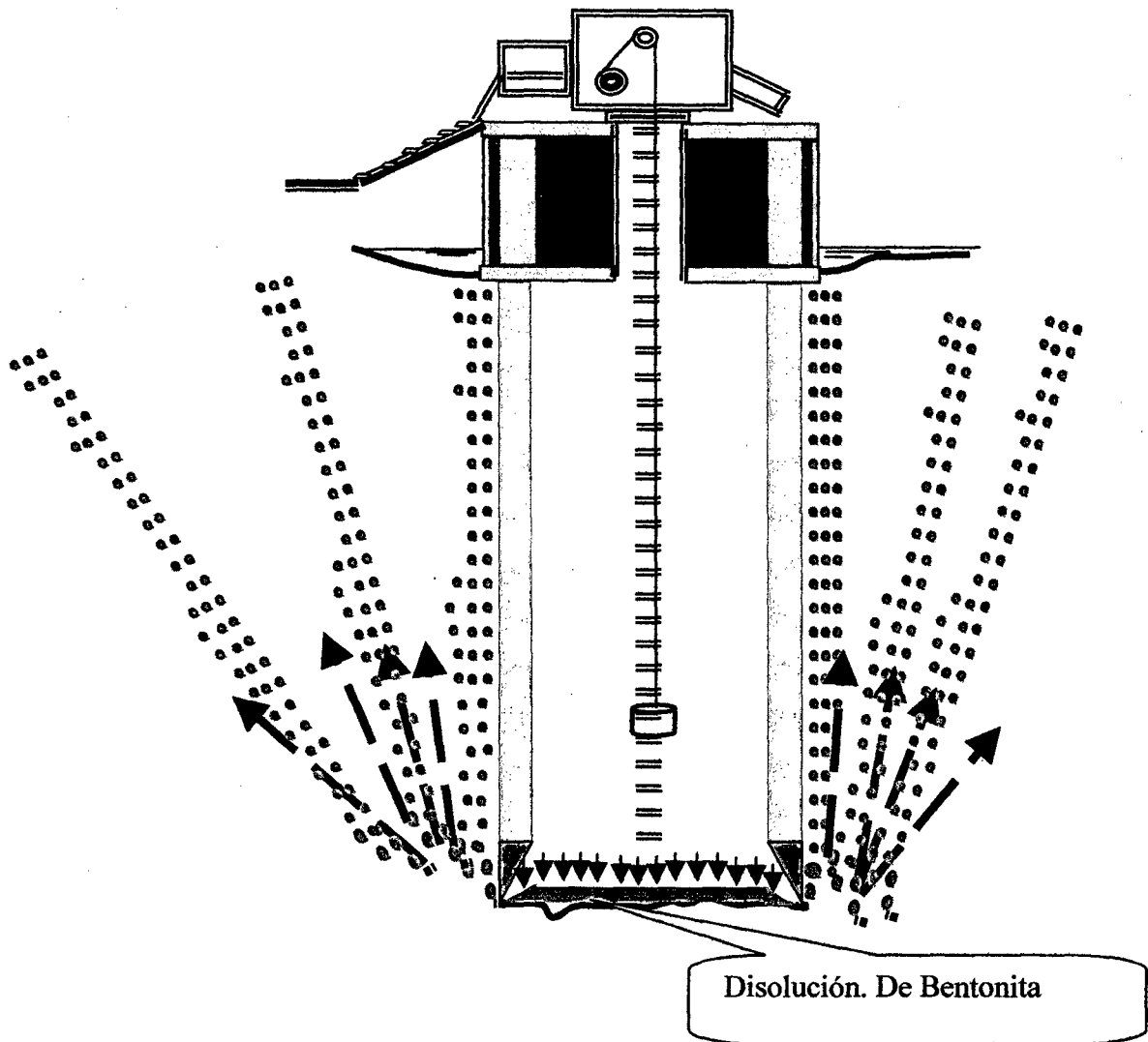


GRÁFICO N° 06 Aplicación del método 1 que consiste en aplicar lodo en el fondo luego por acción de la presión interna este sale expulsado como se muestra en la figura.

b) Aplicación de bentonita por los orificios de encofrados

La aplicación del método anterior como se explicó desperdiciaba bentonita por lo que se ideó un método tal vez mas eficaz que éste. Debido a que se observaba la presencia de borbotones de agua en la periferia del Caisson se suponía que en dichos sectores el material de contacto está suelto y no hay mayor fricción con este razonamiento se resuelve aplicar la bentonita de manera localizada aprovechando los orificios taponeados dejados por los trabajos de encofrado de las paredes del caisson, estos puntos utilizados se eligieron con el criterio de "soltar" los sectores donde no había burbujas. Lógicamente la presión de aire se encargaría de eliminar el lodo al exterior provocando así el deseado efecto de disminuir de la fricción existente en la interfase **caisson - terreno** los resultados de la aplicación de este método se hizo notar casi de inmediato, como consecuencia de esta segunda aplicación el caisson descendió 31 cm. en 10 días que era significativo pues durante un mes el descenso fue casi nulo con la aplicación de la campana neumática únicamente.

Se muestra en la ilustración siguiente la manera como se aplicó el lodo bentonítico a través de los orificios de la pared ésta fue la aplicación mas eficiente por cuanto, como se aprecia en el GRÁFICO N° 07, el lodo se distribuye de manera localizada en la superficie de contacto. A pesar de que siempre hay un porcentaje de pérdida por que el agua tiene la tendencia de salir por la ruta que le ofrezca menos resistencia.

La dosificación empleada es la misma que se aplicó en el método anteriormente descrito, es decir, 165 gramos de polvo bentonítico por litro de agua. El lodo se colocó en las zonas donde mas se necesitaba, ésta es una característica mas ventajosa para aplicar la mezcla ya que permite incluso tener un lado mas lubricado que otro si así lo requieren las circunstancias. A pesar de que al atravesar la pared el lodo se enfrenta al suelo circundante la presión de trabajo del orden de 3 kg/cm² es suficiente para que el lodo se "inyecte" en el terreno. El área de influencia de cada orificio que se utilizó es de 1 m², sería mas recomendable un área menor pero esta distribución ya estaba dada. En la construcción de otros caissons en el futuro se deberían prever estos orificios con anticipación para aplicarlos en caso de que se necesiten.

Como conclusión que la aplicación de bentonita de esta manera ha sido mas productiva que la forma anterior. Se ha descendido 53 cm. en 19 días con la aplicación de 250 kg. se puede decir que el suelo, a pesar de la cantidad aplicada, definitivamente el suelo circundante ha perdido resistencia a la fricción.

Dadas estas evidencias se pueden clasificar, estos métodos, como "extremos" ya que en principio un caisson para ser hincado debe ser lo suficientemente pesado para garantizar su descenso y que la aplicación de este segundo método debe darse solo cuando se requiera acelerar la velocidad de hincado o, como suele suceder, el caisson se ha detenido.

METODO 2

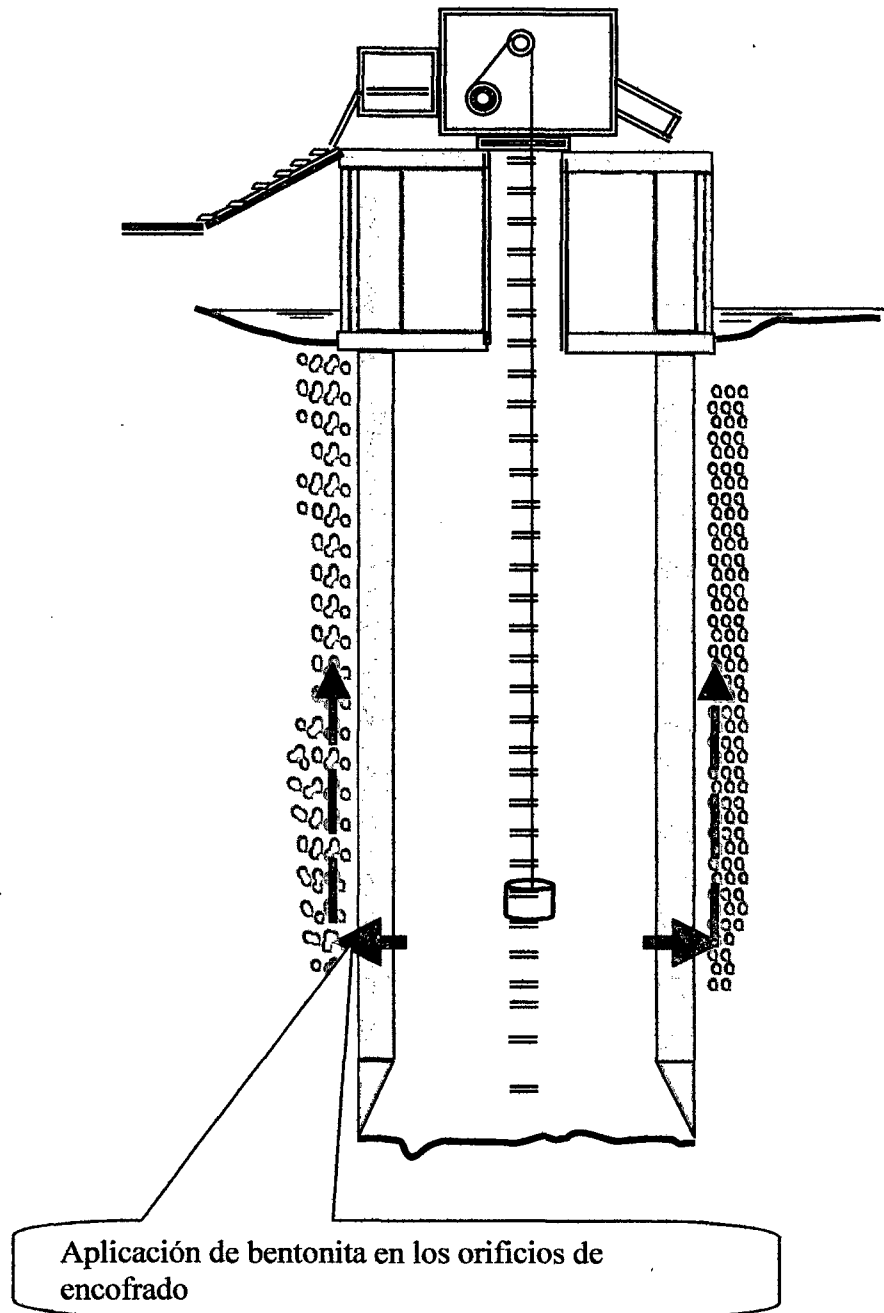


GRÁFICO N° 07 Aplicación del método 2 se aprovecha los orificios dejado por los encofrados. Esto resultó mucho mas eficiente que el método 1

4.1.4 Descompresiones rápidas "boquillazo"

A pesar de los resultados favorables de la aplicación del lodo bentonítico el avance del hincado era lento por lo que, apoyándonos en la información que nos brinda la experiencia extranjera mediante la literatura de la especialidad, aplicamos el método llamado el "boquillazo" que consiste en aprovechar la fuerza de reacción que sufriría el caisson al dejar salir rápidamente el aire que se encuentra comprimido en su interior. Esto equivale a darle un "golpe" hacia abajo al caisson que tratará de hincarlo esta fuerza tiene la ventaja de aplicarse en un intervalo de tiempo muy pequeño (segundos) lo cual físicamente significa un impulso dinámico muy considerable que sin duda tendrá un efecto muy positivo en pos de lograr nuestros propósitos de hincado. La magnitud de esta fuerza se cuantifica en función de la presión actuante en el caisson por lo que, por ejemplo, haremos un cálculo para las siguientes condiciones:

Presión de trabajo: 35 psi = 2.5 kg/cm²

Area proyectada del caisson (pilar): $\pi D^2/4 =$

$$\pi 700^2/4 = 384,845 \text{ cm}^2$$

La fuerza de sustentación por el aire comprimido es de:

$$2.5 \text{ kg/cm}^2 \times 384,845 \text{ cm}^2 = 962,113 \text{ kg} = 962 \text{ ton}$$

Entonces la fuerza de impacto que se logra al quitar el aire violentamente es de 962 toneladas. En otras palabras la aplicación de aire comprimido al caisson tiene el efecto directo de "disminuir" su peso que es la esencia del método de hincado por este motivo es necesario que los caissons se

van a hincar con el uso de aire comprimido deben ser lo suficientemente pesados para poder vencer la fricción a pesar del aire que contiene.

Para que pueda aplicarse el boquillazo a los caissons se tuvo que hacer un acondicionamiento especial en la compuerta del botadero se tenía que conseguir bajar la presión a cero en el menor tiempo posible para que el efecto sea mayor. Esto se consiguió colocando pernos de baja calidad que eran cortados en la cabeza con un equipo de oxi - corte lográndose eliminar así el aire en un promedio de cinco segundos y se apreciaba, con un nivel topográfico, el descenso del caisson el mayor hincado con el boquillazo se produjo en el estribo izquierdo en que descendió 1.80 metros en cuestión de 10 minutos.

Antes de aplicar el método del boquillazo debe realizarse verificaciones estructurales del caisson y las estructuras complementarias en los que muy posiblemente no se han considerado los posibles efectos dinámicos del boquillazo, este método de por sí es traumático por la violencia con que sale el aire por el botadero que tiene un diámetro de 60 cm lógicamente que un diseño mecánico especial para eliminar el aire mas rápidamente que el utilizado por nosotros sería talvez de mayor eficacia.

4.2 Análisis dinámico del proceso de hincado de cilindros o cajones

En el proceso de hincado de los caissons, como en todo proceso físico, actúan fuerzas unas que favorecen el hincado y otras que son contrarias a él pero que están presentes inherentes al método que se aplica. El conocimiento de estas fuerzas y de saber cuantificarlas con un grado de seguridad adecuado depende el éxito del trabajo de hincado de los caissons. La fuerza más complicada para ser calculada y en todo caso su estimación ya que son consideraciones teóricas las nos llevan a estimarlas y depende mucho del buen juicio y la experiencia del ingeniero que lleva adelante los trabajos.

Antes de realizar un análisis más detallado pasamos a describir la naturaleza de las diferentes fuerzas que actúan en el proceso de hincado.

4.2.1 Descripción de las fuerzas que intervienen en el proceso de hincado

Cargas permanentes

Peso Propio + Lastre Interior + Campana Neumática

El peso propio del caisson es el que corresponde a la masa de concreto que constituye el cuerpo del cilindro y sus techos. El lastre interior se refiere al volumen que se indica en parte 8 del GRÁFICO N° 05 ocasionalmente el lastre puede ser también exterior al caisson. El peso de la campana neumática depende del tipo que se esté utilizando en nuestro caso la campana pesaba aproximadamente 7 toneladas.

Fuerzas variables

Son las fuerzas que, según la condición particular, comprenden al empuje hidrostático, la fuerza de fricción, fuerza de flotación por aire comprimido o cualquier otro efecto que se presente. El ingeniero constructor debe estar en la capacidad de poder identificar estas fuerzas y ser conciente de ellas por que por lo general son las que se oponen al hincado de los caissons, a diferencia de las cargas permanentes estas cargas variables pueden cambiar su magnitud y su cálculo depende del tiempo y las condiciones físicas en que se calculan o estiman.

Fuerzas que intervienen en el hincado

Por claridad las fuerzas que intervienen en el hincado las hemos agrupado en dos tipos:

- * Fuerzas que contribuyen al hincado
- * Fuerzas que se oponen al hincado

Fuerzas que contribuyen al hincado

Peso propio.- Es la única que se conoce, viene a ser el peso permanente del Caisson y se calcula considerando 2.4 ton/m³ para el concreto y 1.6 ton/m³ para la arena utilizada como lastre para aumentar peso al Caisson.

Fuerzas que se oponen al hincado

Fuerza de elevación por aire comprimido.- Es la fuerza que, debido a la presión en el Caisson Neumático, actúa en el área horizontal proyectada por el volumen exterior del Caisson. Su valor depende directamente del área proyectada y la presión a que se encuentra el caisson.

Fuerza de empuje por desplazamiento de agua (E1)

Es la fuerza que se manifiesta por volumen desplazado por el aire comprimido, desaparece cuando se aplica el boquillazo.

Fuerza de empuje por desplazamiento del agua por las paredes del caisson (E2)

Esta fuerza solo se manifiesta cuando existe tirante de agua en el interior del caisson.

Fuerza de fricción que ofrece el terreno al hincado

Todas las fuerzas que se mencionan anteriormente se calculan fácilmente. La fricción es la fuerza que se estima y digamos que en el análisis dinámico del hincado esta fuerza viene a ser la incógnita en las ecuaciones.

4.2.2 Modelo físico del proceso

Para establecer la ecuación de equilibrio es necesario modelar el caisson en un diagrama de cuerpo libre donde se muestra las diferentes fuerzas que intervienen; este diagrama ayuda muchísimo en los trabajos de hincado ya que su pleno conocimiento ayuda a tomar decisiones correctivas tempranas, relativamente hablando, a pesar de que se entiende que a estas alturas de la etapa constructiva, los metrados y presupuestos son ya materia de un contrato de ejecución de obra.

Se presenta el diagrama de cuerpo libre de un caisson típico

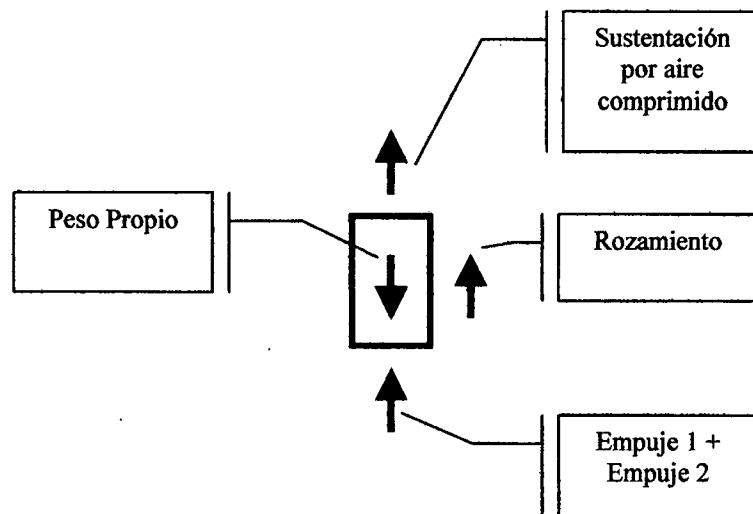


Diagrama de cuerpo libre del caisson

GRÁFICO N° 08

Observando el croquis mostrado, representa el caso general donde se muestran todos los tipos posibles de fuerzas que actúan; de los cuatro grupos, los que siempre estarán presentes son el peso propio y naturalmente la fricción, dependiendo si el método de hincado contempla aire comprimido (método neumático) estará presente la fuerza de sustentación; la fuerza de empuje actuará solo si el nivel freático sobrepasa, en algún momento, el nivel de la arista cortante.

Dos formas en que se produce el descenso de los caissons

Existe en la realidad, por lo menos es lo que hemos observado, dos aspectos diferentes en que se produce el hincado de los caissons, en el primero en que el descenso se produce por su propio peso y el hincado se da lentamente por gravedad, el caisson baja de manera casi imperceptible.

recién se sabe que hubo descenso en los chequeos de niveles rutinarios, en la segunda forma se crea artificialmente y de manera premeditada un intervalo de tiempo muy corto (≈ 3 segundos) en que se deja que la fuerza de sustentación decrezca desde un máximo valor hasta cero teniendo como resultado por esta acción, una reacción hacia abajo muy rápida produciendo un descenso violento que es evidente incluso a simple vista. A este segundo método es el que ya hemos definido como el boquillazo.

Dinámica del hincado por gravedad

El descenso del cuerpo es lento por que es el peso propio mas el peso del lastre lo que lo induce.

La fuerza resultante que favorece el hincado es constante y aquí afirmamos que si no se excava en el fondo, el caisson simplemente no desciende aunque el terreno no ofrezca demasiada resistencia por fricción o cohesión, la excavación y extracción que se realiza en el fondo altera el estado de equilibrio en que se encuentra el caisson y el suelo, esto ocurre sin importar el tipo de suelo que se está penetrando, a lo largo del fuste del caisson o por lo menos donde la fricción actúa con mayor intensidad, esto conlleva a producirse un reacomodo de las partículas que favorece el hincado por propio peso del caisson. El hecho de que si no se excava en el fondo el hincado no se produce, pone en evidencia un concepto nuevo de la fricción, mientras no hay descenso la fricción es **estática**, cuando se produce el descenso también actúa cierta fricción si no que su valor es variable pero siempre menor que cuando el caisson estaba en reposo. Esto se explica de la

siguiente manera: cuando el caisson está descendiendo la fricción va disminuyendo hasta un valor mínimo, y luego va en aumento hasta lograr nuevamente el equilibrio que es el estado donde se requiere que nuevamente se le quite material por excavación en el fondo para que se repita el proceso y continuar el hincado.

En los pilotes, en los que la energía aplicada por el martinete origina esfuerzos que dependen del tiempo, en el elemento y en el suelo, siendo el pilote un elemento esbelto, éste no se comporta como una masa concentrada sino como una barra elástica y los esfuerzos se mueven longitudinalmente como ondas. En cambio en los caisson no se da esta situación dado que el diámetro mas o menos es la cuarta parte de la altura y además el hincado se produce por gravedad por lo que se puede considerar que el elemento se comporta como una masa concentrada. En el GRÁFICO N° 09 se considera que la fricción actúa como una fuerza concentrada en todo el proceso que se desencadena en el hincado. En el lado derecho se grafica la velocidad que va adoptando el caisson durante el descenso. La velocidad inicial es cero luego alcanza un máximo cuando la fricción de movimiento es mínima. En el lado izquierdo se grafica la resistencia a la fricción que actúa en la superficie global del caisson. La fricción inicial es la que impide el hincado luego cuando se produce el descenso la fricción disminuye y luego recupera un valor tan alto que detiene nuevamente al caisson.

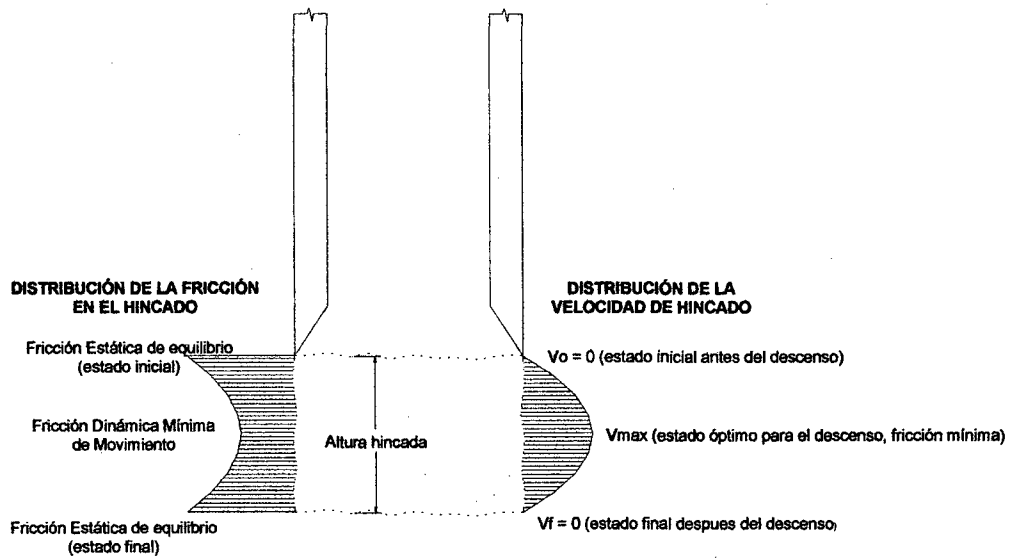


GRÁFICO N° 09 Fricción y velocidad de hincado durante el descenso.

La fuerza de fricción final de reposo que se tiene cuando el caisson se detiene es algo mayor que la fuerza de fricción inicial, esto debido a que a mayor área de contacto, mayor fuerza de fricción, pero como la altura de hincado en un descenso es pequeña en relación a la altura hincada acumulada del caisson, se puede considerar que las fuerzas de fricción inicial y final son iguales. Por otro lado, cuando se produce el descenso la fuerza de fricción se va reduciendo progresivamente hasta un valor mínimo que se supone se alcanza cuando se ha producido la mitad del hincado, luego viene una recuperación gradual de la fricción hasta un valor máximo. Matemáticamente este asunto se representa como un factor de reducción (ξ) que afecta al coeficiente de fricción cuando se produce el hincado. Otra

hipótesis que asumimos es que la disminución de la fuerza de fricción es lineal tanto en tramo decreciente como en el tramo creciente por la sencilla razón de que estas variaciones ocurren en un tramo relativamente corto. Esta simplificación nos permite aplicar los principios físicos conocidos como el trabajo y la energía cinética y el impulso y la variación del momentum lo que nos permite a su vez analizar con mayor detalle el fenómeno físico que se realiza en el hincado.

El GRÁFICO N° 10 muestra el diagrama teórico la fuerza de fricción concentrada que actúa durante el descenso del caisson, la altura Δh que desciende, el peso W del caisson la masa del cilindro se considera concentrada.

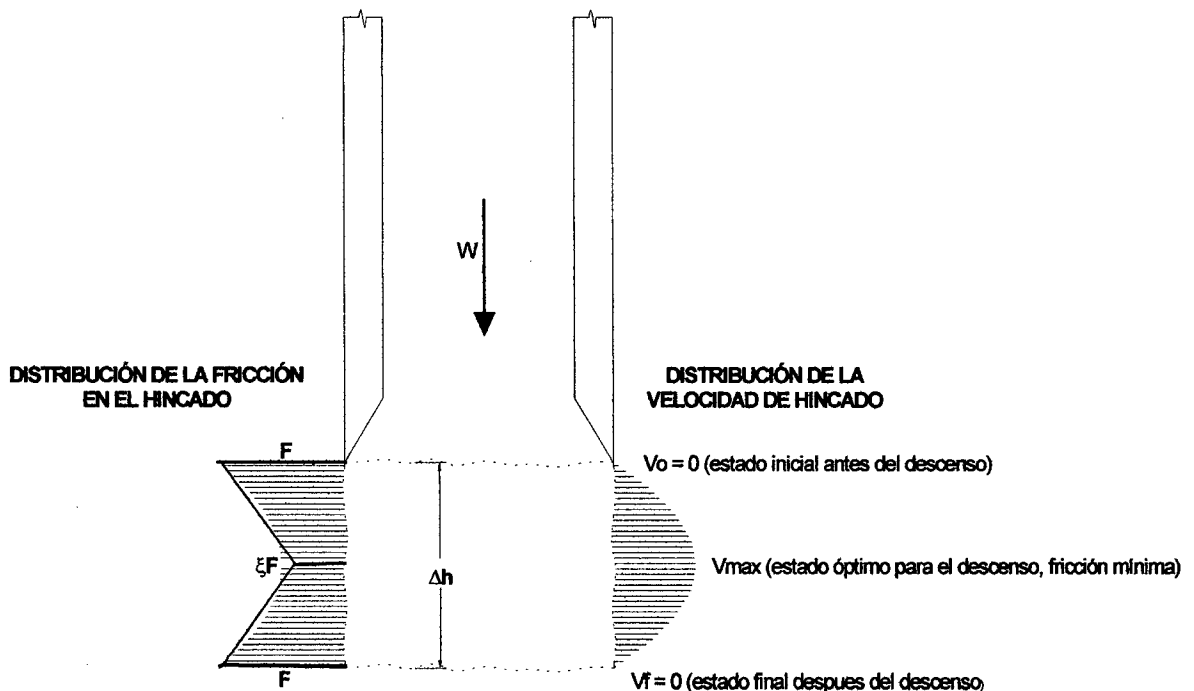


GRÁFICO N° 10 Esquema simplificado de las fuerzas de fricción antes y después del descenso

Apoyándonos en el principio físico del trabajo y la energía que dice que el trabajo efectuado sobre una masa es igual al cambio producido en su energía cinética que se traduce en la siguiente fórmula matemática:

$$\int_A^B \bar{F} \cdot d\bar{l} = \frac{1}{2} m V_B^2 - \frac{1}{2} m V_A^2$$

los puntos A y B se refieren a dos puntos en el espacio y la integral de la izquierda es el trabajo realizado por la fuerza F a lo largo un recorrido entre A y B. Ahora aplicamos esta ecuación a nuestro caso fijando nuestra atención en el GRÁFICO N° 10 se tiene:

$$W \cdot \Delta h - \frac{\Delta h}{2} (2\xi F + 2F) = \frac{1}{2} m V_f^2 - \frac{1}{2} m V_o^2$$

Teniendo en cuenta que en el descenso el caisson parte del reposo y llega al reposo por lo que V_o y V_f son nulas

$$W \cdot \Delta h - \Delta h F (1 + \xi) = \frac{1}{2} m (0)^2 - \frac{1}{2} m (0)^2$$

haciendo las simplificaciones respectivas obtenemos la siguiente ecuación:

$$W = F(1 + \xi) \quad (4.1)$$

Esta ecuación relaciona las dos fuerzas que representan la esencia del hincado de los caissons. Por un lado el peso del mismo y por otro la fricción que ofrece el terreno y que impide el hincado, el factor de reducción ξ , como ya se

dijo, es un número que está entre 0 y 1. El grado de incertidumbre de la ecuación 4.1 está en la estimación que se de al valor de ξ y al valor de la fuerza de fricción que ofrecerá el terreno, el valor de ξ se puede considerar razonablemente en 0.1 a 0.3 mientras que el cálculo de la fricción **F** depende de las propiedades geofísicas de los estratos que "rozan" las paredes del caisson. La ecuación 4.1 se empleará para determinar el espesor de las paredes de caisson para "garantizar el descenso del caisson", cuando se ha determinado una fuerza de fricción confiable.

Dinámica del hincado por boquillazo

El proceso físico es similar al de hincado por gravedad. En realidad, en el fondo, en el método del boquillazo, la gravedad es también la que se encarga de provocar el descenso del caisson. Para poder aplicar el boquillazo es imprescindible que el caisson sea neumático por que de otra manera no sería posible darle el impulso inicial que el cuerpo necesita para descender.

Inicialmente digamos que el caisson se encuentra a una presión de aire "**p**" y en esta condición se ejecuta la expulsión instantánea (Δt) del aire comprimido, entonces en este corto tiempo se desarrolla una fuerza adicional **P** que es igual **p** x **Area** siendo el Area la que proyecta el cuerpo del caisson a un plano perpendicular a su eje.

En el instante Δt , si Δt es infinitesimal, se produce el fenómeno físico del impulso que dice: *el cambio de momentum de una masa es igual al impulso* y que es gobernada por la siguiente ecuación:

$$\int_{t_0}^t \overline{F} dt = m\overline{V}_t - m\overline{V}_{t_0}$$

Aplicando este principio tenemos lo siguiente:

$$P \Delta t = m V \quad (4.2)$$

Donde:

P : Fuerza instantánea que se genera la descompresión violenta

Δt : Intervalo de tiempo en que se produce el boquillazo

m : Masa del caisson

V : Velocidad que se induce al caisson como consecuencia del impulso, viene a ser la velocidad inicial que inicia el hincado.

De la ecuación (4.2):

$$V = P \Delta t / m \quad (4.3)$$

En la ecuación 4.3 los valores de **P**, **Δt** y **m** son conocidos por lo que se puede calcular la velocidad inicial de arranque en el hincado $V_0 = V$. Pero, la ecuación del impulso es válida para un **Δt** infinitesimal solo aplicable en la realidad con un equipo especial, por lo que debemos ser cautelosos en la aplicación de esta fórmula para determinar la V_0 por que una medición grosera de **Δt** nos dará verdaderos disparates para el valor de V_0 , la diferencia sustancial del método del boquillazo con el método de gravedad anteriormente estudiado está en que en el boquillazo el caisson "arranca" con $V_0 \neq 0$ y en hincado

por simple gravedad $V_0 = 0$ es obvio entonces que el descenso es mas efectivo con el método del "boquillazo".

Luego que se da la velocidad inicial (V_0) del caisson, este inicia su descenso alcanzando una velocidad máxima en un punto mas bajo para luego reducirse rápidamente hasta cero cuando nuevamente alcanza el reposo, ésto se ilustra en el GRÁFICO N° 11.

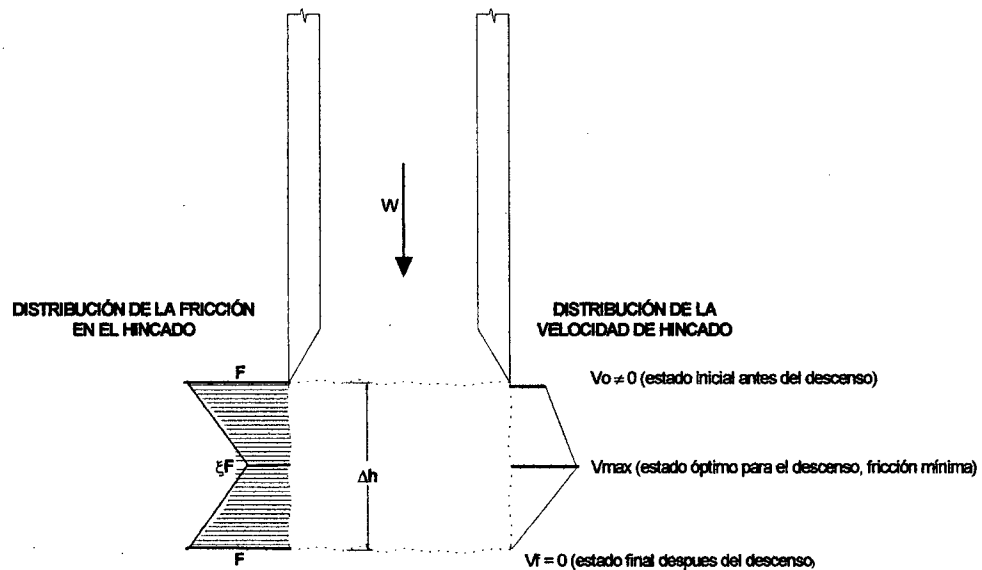


GRÁFICO N° 11 Gráfica de la distribución de la fricción y velocidades durante el descenso del caisson luego de un boquillazo.

Aplicando el principio del trabajo y la energía cinética de los cuerpos se tiene:

$$W\Delta h - \Delta h F(1+\xi) = \frac{1}{2}mV_f^2 - \frac{1}{2}mV_0^2$$

Realizando las transformaciones necesarias en la ecuación anterior se obtiene:

$$W = \frac{F(1+\xi)}{\left(1 + \frac{V_0^2}{2g\Delta h}\right)} \quad (4.4)$$

En la ecuación 4.4 se tiene una relación entre **W** y **F** similar a la que se presenta en la ecuación 4.1 que corresponde al descenso por gravedad. La diferencia con esta ecuación está en que además del factor de ampliación

(1+ξ) se tiene un factor de reducción $\frac{1}{\left(1 + \frac{V_0^2}{2g\Delta h}\right)}$ que

disminuye, en esta medida, el factor de ampliación. Esto indica lo ventajoso que resulta el "boquillazo" al hincado de los caissons. Se necesitaría menos peso para producir el descenso de éstos, pero por seguridad no se debería tender a reducir el peso de los caissons sino por el contrario aprovechar esta ventaja que nos brinda el método se traduciría en un hincado de mayor eficiencia.

En el denominador de la ecuación 4.4 determinar la velocidad inicial de descenso, como ya se mencionó, es verdaderamente muy complicado por lo que se debe tomar este factor solo por su valor cualitativo mas que cuantitativo.

4.3 Determinación del coeficiente de fricción en el campo

La determinación del coeficiente de fricción en el campo, que en esta sección se explica y se calcula para los casos particulares de los caissons del puente Yuracyacu, tiene fundamento teórico en los principios físicos que se han expuesto en la sección precedente. La fricción calculada viene a ser la estática, ya que ésta es la que impide el descenso de los caissons. La determinación del coeficiente de fricción en el campo tiene importancia para el futuro de obras similares posteriores e incluso para los caissons restantes de una misma obra ya que el hincado de un caisson es el modelo de los posteriores que se han de construir.

Los intentos teóricos que se hacen para calcular la fricción son un valor referencial ya que estos cálculos no consideran el nivel de alteración del terreno cuando se realiza la excavación. La fricción depende del método que se aplica para excavar, de las dimensiones del caisson, el material de que está hecho el caisson y otras cosas mas; por esto, la fricción real se calcula verdaderamente en el terreno y puede variar en una misma obra, incluso en el mismo tipo de terreno.

A continuación se realiza el cálculo de campo en el hincado del estribo derecho correspondiente a la obra del Puente Yuracyacu.

4.3.1 Determinación de la fricción en el estribo

derecho

ANTECEDENTES.- Debido a observaciones y datos de campo tomados con la experiencia cotidiana en los trabajos de hincado en el Estribo Derecho, tenemos elementos de juicio

para determinar con precisión el coeficiente de fricción observado en el emplazamiento del estribo derecho.

DESCRIPCIÓN DEL PROCEDIMIENTO Los pasos a seguir para determinar la resistencia lateral del caisson en el campo se resumen a lo siguiente:

* Se provoca el descenso del caisson excavando en el fondo y aplicación del "boquillazo".

* Cuando se produce el descenso se observa que éste se realiza por la disminución momentánea de la fricción estática, provocada principalmente por la excavación en el fondo.

* Finalmente con los datos de las fuerzas que intervienen se calcula la fricción de campo apoyándonos en las ecuaciones deducidas en la sección 4.2.

Una vez instalada la campana neumática se incrementa la presión hasta 2.5 bar y, como el caisson estaba arenado unos 5 metros desde la uña, se procedió a excavar en el fondo hasta el nivel de uña. Con la excavación hasta el borde cortante no se produce descenso alguno del caisson. Por el contrario se observa que éste, cuando la presión es de 2.55 bar, se eleva 1 cm aproximadamente desde su posición inicial cuando tiene 0.0 bar de presión manométrica. Este sorprendente fenómeno observado nos llevó a replantear el modelo físico que formulamos para las fuerzas actuantes. Luego que se aplica el boquillazo y se observa el descenso se calcula el coeficiente de fricción

de campo, el cálculo se hace una vez que se conocen todas las demás fuerzas, por una simple relación de equilibrio donde la incógnita solo es justamente la fricción.

Estudio de la razón por qué el caisson del estribo derecho sube 1 cm cuando la presión de aire llega a 2.55 bar.

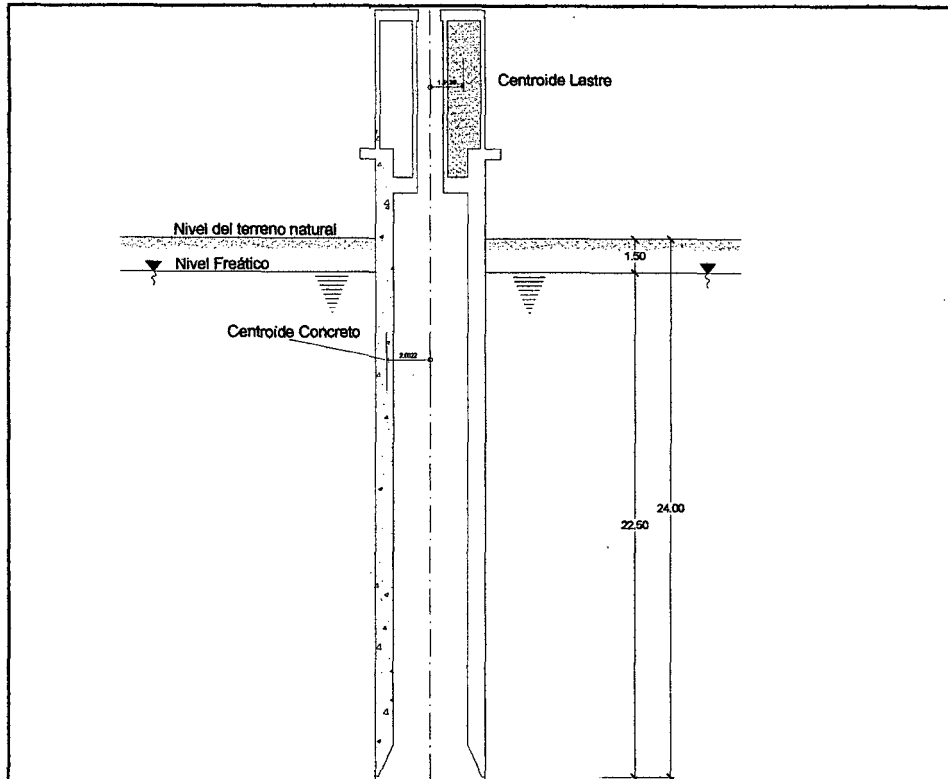
Basados en el metrado de cargas para el Estribo Derecho que se muestra en la figura del GRÁFICO N° 12, tenemos el diagrama de cuerpo libre del caisson que se muestra en el GRÁFICO N° 13 indicándose en él las fuerzas que intervienen en el momento en que se observa el ascenso de 1 cm.

Las causas que provocan que el caisson inicie su ascenso es la fuerza que ejerce la presión del aire comprimido dentro de él y la fuerza de empuje por el volumen desalojado evidentemente estas, por lo menos superan a la fricción en un instante dado. Si analizamos el caisson antes de que alcance la presión necesaria para subir vemos que en sus paredes actúa la fricción que tiene sentido ascendente, es decir impide el hincado. Cuando el caisson asciende y luego se detiene también por acción de la fricción, es evidente que ahora la fricción ha invertido su sentido por que ahora impide que el caisson se "dispare" hacia fuera, esto pone de manifiesto que en el intervalo de tiempo en que la fricción cambia de sentido tiene que haber, necesariamente, un momento en que la resistencia a la fricción sea cero o nula y justamente de ese instante se "aprovecha" el caisson para subir el centímetro observado, luego actúa la fricción nuevamente poniendo en equilibrio nuevamente las fuerzas.

La observación de este fenómeno nos dio la idea de cuan pesado era nuestro caisson resultando éste muy liviano para

las cargas que en él actuaban al aplicar el método neumático.

Las condiciones del caisson en el momento de la prueba son las que se muestran en la siguiente ilustración:



METRADO DE CARGAS

CONCRETO

Area de sección: 26.6314 m²

Radio medio: 2.0022 m.

Volumen de Concreto (Area de sección x 2πx Radio Medio):
335.02 m³

Peso del Concreto (Volumen x 2.40 ton/m³):

Peso del Concreto = 335.02 x 2.4 = 804.05 ton

LASTRE

Area de sección: 9.7200 m²

Radio medio: 1.5139 m.

Volumen de Lastre (Area de sección x 2πx Radio Medio):
92.46 m³

Peso del Lastre (Volumen x 1.60 ton/m³):

Peso del Concreto = 92.46 x 1.6 = 147.94 ton

PESO DE CONCRETO + LASTRE = 804.05 + 147.94 = 952 ton

GRÁFICO N° 12 Esquema de ubicación del estribo derecho y metrado de cargas permanentes.

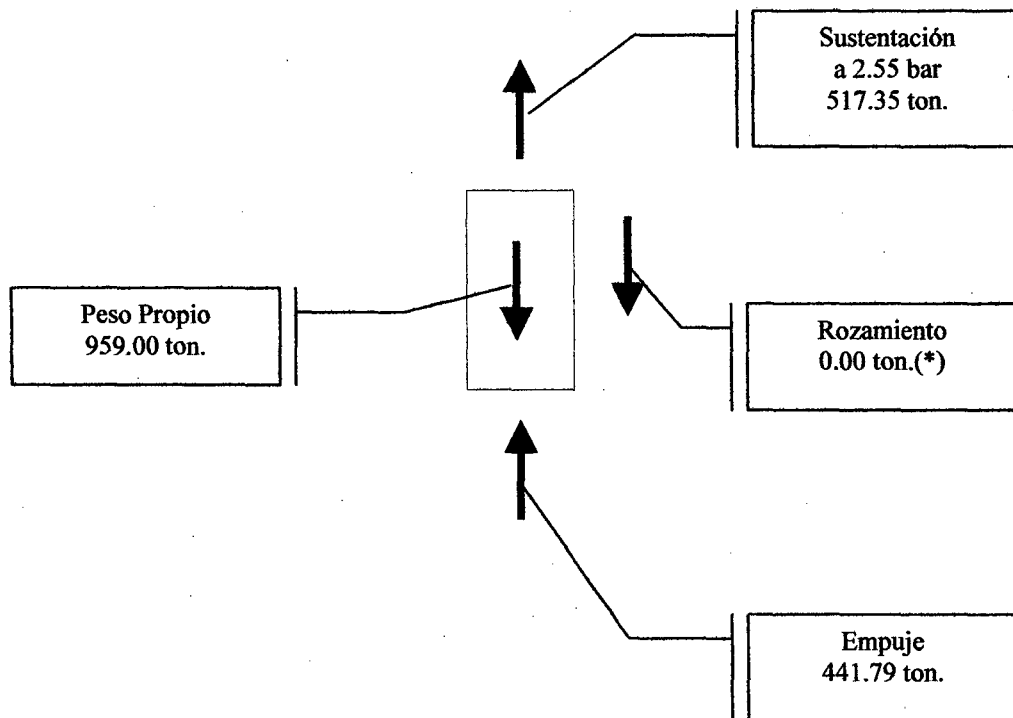


GRÁFICO N° 13 Diagrama de cuerpo libre del caisson
En el instante de inversión de la fricción

En el diagrama anterior se aprecia que la fuerza de rozamiento es nula debido a que es el preciso momento en que se invierte el sentido de la fuerza de fricción y el caisson asciende hasta 1cm.

Realizando una verificación del equilibrio se tiene:

Equilibrio de Fuerzas

Sustentación	517.35 ton.
Empuje	<u>441.79 ton.</u>
Fuerza total hacia arriba	959.14 ton.

Fuerza total hacia abajo

(peso propio)..... 959.00 ton.

Como vemos las fuerzas actuantes, en el momento en que la fricción se anula prácticamente se equilibran, por lo cual el fenómeno de ascenso del caisson por efecto de la presión queda físicamente demostrado.

Determinación del coeficiente de fricción del suelo

Al aplicar el boquillazo en el caisson se anulan los efectos de sustentación y de empuje hidrostático que a la presión de 2.5 bar son del orden de 517.35 ton. y 441.79ton. respectivamente y que en suma es de 959.14 ton.

Como consecuencia de esto, se tiene que la única fuerza que actúa en el instante del boquillazo es el del peso propio, que es de 959.00 ton.

Altura hincada	24.00 m.	(a)
Perimetro externo ($\pi \times 5.00$)	15.71 m.	(b)
Area de contacto (a x b).....	377.44 m ²	(c)
Peso propio	959.00 ton	(d)

Apoyándonos en la ecuación 4.1 tenemos:

$$F = W / (1+\xi)$$

considerando $\xi = 0.0$ (conservadoramente)

se tiene:

$$F = 959 / 1$$

$$F = 959 \text{ ton}$$

Coefficiente de fricción:

$$f = 959 \text{ ton.} / \text{Area de contacto}$$

la fricción no se produce en el 100% del área. Si asume que actúa en el 70% del área tenemos:

$$\text{Área de contacto} = 377.44 \times 0.70 = 264 \text{ m}^2$$

$$f = 959 / 264$$

$$f = 3.63 \text{ ton/m}^2$$

Aclaremos que este coeficiente de fricción calculado corresponde al momento de aplicar el boquillazo que es un efecto rápido en el cual se apreció descensos promedio de 10cm. en 20 minutos en el tiempo el Caisson nuevamente se detenía en su descenso que evidenciaba la presencia de fricción mayor por lo que queda establecido que hay dos tipos de fricción en el proceso: la *fricción dinámica* y *fricción estática*.

Definición de fricción dinámica

Es la fuerza que se opone al hincado cuando el Caisson está en movimiento; su valor está entre cero y 3.63 ton/m² para el caso del estribo derecho.

Este coeficiente es cero en el momento en que se produce el cambio de sentido de la fricción y el Caisson ascendía 1cm.

Definición de fricción estática

Es la que se opone al hincado cuando el Caisson está en reposo, su valor es, para el caso del estribo derecho, 3.63 ton/m²

En consecuencia se calcula el coeficiente de fricción en estribo derecho como 3.63 ton/m² que es un coeficiente global promedio en el que todos los estratos contribuyen.

4.3.2 Determinación de la fricción en el estribo izquierdo

Antecedentes.- El estribo izquierdo tiene la particularidad que es el más liviano de los cuatro caissons pero a la vez es el que mayor descenso ha registrado en un día, fue la fecha en que descendió 1.80 m en 10 minutos este descenso se dio cuando se aplicó por primera vez el método neumático con boquillazo. Anteriormente el caisson se trabajaba con el sistema de perforación de percusión y lavado pero este método a la profundidad de 18.70 m. de desplante ya no provocaba que el caisson descienda, sin embargo había escavado efectivamente en el fondo hasta una profundidad de 2.00 metros bajo la arista cortante sin duda que esta excavación facilitó tremendamente el hincado por lo que al aplicar el primer boquillazo en el caisson se tuvo el descenso de 1.80 metros como ya se mencionó. Esto pone de manifiesto que la magnitud de la fricción está relacionada con la profundidad de excavación en el suelo y por lo tanto su determinación siempre tendrá un margen considerable de incertidumbre.

Determinación del coeficiente de fricción del suelo

Al aplicar el boquillazo en el caisson se anulan los efectos de sustentación y de empuje hidrostático que para las condiciones particulares a la presión de 2.5 bar y de profundidad de desplante de 18.70 m. son del orden de 507.20 ton. y 353.43 ton. respectivamente y que en suma es de 860.63 ton.

El nivel freático se encontraba a 70 centímetros del nivel de terreno natural. Como consecuencia de esto se tiene que la única fuerza que actúa en el instante del boquillazo es el del peso propio que es de 614.94 ton.

Altura hincada	18.70 m	(a)
Perimetro externo ($\pi \times 5.00$).....	15.71 m	(b)
Area de contacto(a x b).....	293.74 m ²	(c)
Peso Propio	614.94 ton	(d)

Apoyándonos en la ecuación 4.1 tenemos:

$$F = W / (1+\xi)$$

considerando $\xi = 0.0$ (Conservadoramente)

Se tiene:

$$F = (d) / 1$$

$$F = 614.94 / 1$$

$$F = 614.94 \text{ ton}$$

Coeficiente de fricción:

$$f = 614.94 \text{ ton.} / \text{Area de contacto}$$

la fricción no se produce en el 100% del área. Si asume que actúa en el 70% del área tenemos:

$$\text{Área de contacto} = 293.74 \times 0.70 = 205.62 \text{ m}^2$$

$$f = 614.94 / 205.62$$

$$f = 2.99 \text{ ton/m}^2$$

En consecuencia el coeficiente de fricción observado en el caisson del Estribo Izquierdo es de 2.99 ton/m².

4.4 Comparación entre los coeficientes de gabinete y de campo

En la sección anterior se ha calculado el coeficiente de fricción de campo para los caissons correspondientes a los estribos de ambas márgenes siendo puntos representativos estamos en la facultad de comparar estos coeficientes de obra con los calculados en el gabinete basados en los datos proporcionados por el estudio de suelos para fines de cimentación, que fueron realizados por el laboratorio geotécnico del CISMID de la UNI.

La finalidad de comparar los coeficientes de fricción que se obtienen de los datos del campo y el gabinete es de poder comprobar cuan acertados estábamos cuando intentamos calcular la fricción teóricamente y además dejar sentado un precedente registrado para los suelos de la zona o en lugares donde se tenga este tipo de suelos.

Los resultados que se tienen para cada caisson de la aplicación de las fórmulas teóricas son:

Margen derecha

Pilar Izquierdo

Diámetro del cilindro	:	7.00 m
Profundidad	:	26.00 m
Fuerza de fricción	:	1494.51 ton
Coefficiente de fricción	:	2.61 ton/m ²

Estribo izquierdo

Diámetro del cilindro	:	5.00 m
Profundidad	:	25.50 m
Fuerza de fricción	:	1194.33 ton
Coefficiente de fricción	:	2.98 ton/m ²

**El coeficiente teórico promedio en la margen derecha es:
2.80 ton/m²**

Margen izquierda

Pilar derecho

Diámetro del cilindro : 7.00 m
Profundidad : 26.50 m
Fuerza de fricción : 1703.41 ton
Coeficiente de fricción : 2.92 ton/m²

Estribo derecho

Diámetro del cilindro : 5.00 m
Profundidad : 25.50 m
Fuerza de fricción : 1436.13 ton
Coeficiente de fricción : 3.59 ton/m²

**El coeficiente teórico promedio en la margen derecha es:
3.26 ton/m²**

Ahora podemos mostrar estos datos en el siguiente cuadro comparativo:

Margen	Coeficiente Teórico (ton/m²)	Coeficiente obtenido de obra (ton/m²)
Derecha	3.26	3.63
Izquierda	2.80	2.99

CUADRO N° 09 Cuadro comparativo entre la fricción teórica y real de obra

Como se puede apreciar en el cuadro mostrado en CUADRO N° 09 los valores teóricos y de obra de la fricción son bastante parecidos, se puede decir incluso que técnicamente

son iguales. Lo que explica por qué el hincado es lento por esto siempre se debe aspirar a tener un caisson lo suficientemente pesado para vencer la fricción o sea sea se debe tener un margen de seguridad sobre la fricción teórica para vencer la fricción del suelo.

4.5 Análisis de costos del proceso de hincado con rendimientos de obra

Los costos de obra para la aplicación del método de caisson abierto se muestran en el expediente técnico contractual de la obra, lo que nos ocupa en esta sección es el análisis de costos que hemos realizado en base a la experiencia de campo que se obtuvo al aplicar el método neumático y la aplicación de lodo bentonítico en la interfase suelo - pared. Cualquier análisis de costos que se elabore para este proceso girará en torno al **rendimiento de hincado diario** que se considere y es sencillo intuir que el rendimiento de hincado diario está influenciado por el peso del caisson, por el tipo de suelo de los estratos adyacentes al caisson, por el nivel freático, por la presión del aire comprimido que se usa para eliminar el agua de la cámara de trabajo, y por último de la relación del volumen excavado al volumen hincado. Esta relación es igual a la unidad solo en condiciones ideales ya que normalmente influye en esta relación el factor de esponjamiento y las depresiones que se presentan en la superficie de terreno como consecuencia del reacomodo de las partículas del suelo luego de haber alterado su equilibrio original cuando se realiza la excavación en el fondo.

El análisis de costos que se presenta en el ANEXO IV correspondiente a la fecha diciembre de 1,999 por lo que es mas importante las cantidades relativas porcentuales que los montos que se muestran. El monto total del presupuesto es muy sensible a un cambio del rendimiento de hincado poniendo en manifiesto el riesgo económico que se corre cuando se ejecutan este tipo de trabajo.

El costo de las operaciones de hincado, como ya se mencionó, varía en función de la relación que existe entre el volumen excavación y el volumen hincado, por ejemplo en el caso un estribo cuyo diámetro externo es de 5 m suponiendo que se excava un metro de profundidad en el fondo del caisson equivale a un volumen de excavación igual a 19.63 m^3 ahora bien, si el caisson desciende el metro que se excavó (en el mejor de los casos) el fondo del mismo se arena por el proceso de hincado y es mas, realmente no desciende la altura excavada entonces por este motivo el volumen excavado no es igual al volumen hincado por lo que se puede calcular la relación entre estos dos valores. El valor usual de esta relación para el sistema de aire comprimido es de 1 a 2, valores mayores son propios del método de excavación en caisson en seco mediante bombeo del agua freática del interior ya que se genera un gradiente hidráulico entre el exterior y el interior del caisson, provocando que éste se arene excesivamente; el costo cuando aumenta esta relación se ve entonces afectado y entonces se debe cambiar al método neumático que a pesar de ser relativamente mas costoso su empleo puede ser justificado en este caso.

Estribo

Relacion	Rendimiento	Costo	%	d %
1	1.06	6253.94	100.00%	0.00%
2	0.53	10337.54	165.30%	65.30%
3	0.35	14421.13	230.59%	130.59%
4	0.26	18504.73	295.89%	195.89%
5	0.21	22588.33	361.19%	261.19%
6	0.18	26671.93	426.48%	326.48%

Pilar

Relacion	Rendimiento	Costo	%	d %
1	0.54	11041.94	176.56%	76.56%
2	0.27	19045.79	304.54%	204.54%
3	0.18	27049.64	432.52%	332.52%
4	0.13	35053.49	560.50%	460.50%
5	0.11	43057.34	688.48%	588.48%
6	0.09	51061.19	816.46%	716.46%

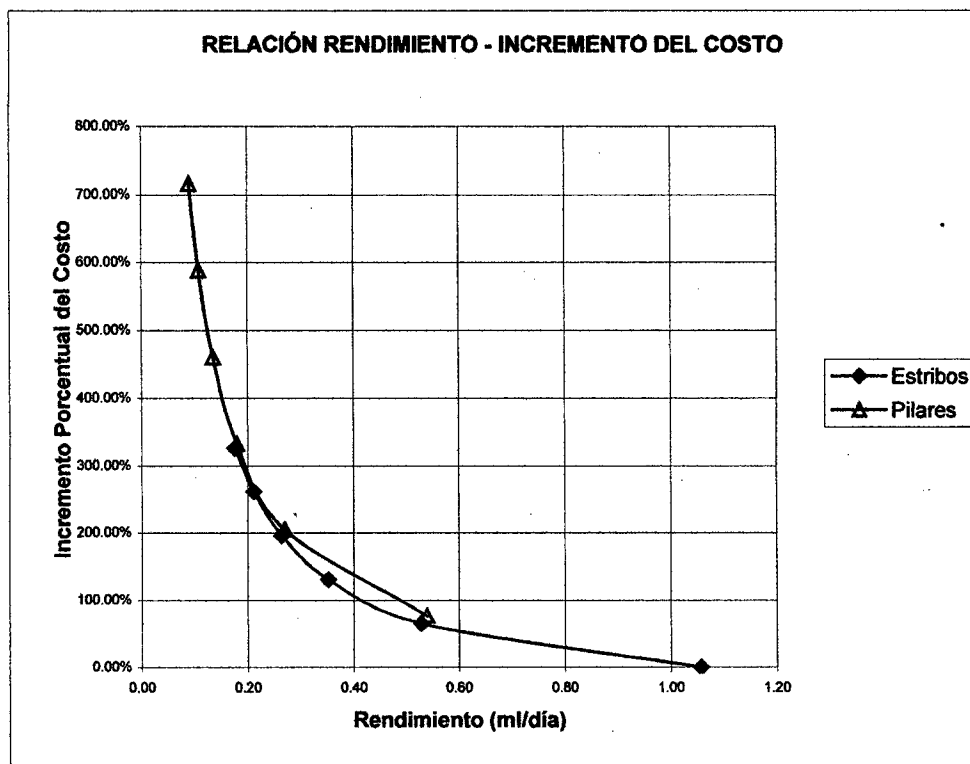


GRÁFICO N° 14 Rendimiento vs Variación Porcentual del Costo

En el GRÁFICO N° 14 se muestra la variación del costo al variar la relación del volumen excavado al volumen de avance de hincado tanto para los estribos (diámetro = 5 m) como los pilares (diámetro 7 m) el presupuesto solo considera el método del caisson neumático y todo el proceso que se requiere para producir hincado no se considera el costo de la construcción de los anillos sucesivos ya que se son rutinarios y el hincado no depende críticamente de la actividad de construir los cuerpo sino por el contrario es frecuente que la construcción de un siguiente cuerpo espere el hincado del anterior.

Se observa además que el incremento del costo es aumentado geoméricamente cuando mayor es el diámetro del caisson, por esta razón se debería tener especial cuidado cuando se elabora el presupuesto y la programación de la obra de cimentación y siempre se debe partir del supuesto de que nunca el volumen excavado es igual al volumen hincado por diversas razones que se han mencionado anteriormente siempre este valor debe ser considerado mayor de la unidad y menor que el doble corresponde pues al ingeniero de obra debe ingeniarse el control del descenso del material al interior del caisson a traves de la arista cortante, por ejemplo, si se está excavando a caisson abierto (open caisson) y valiéndose de almejas para la extracción del material no hay problema si no se deprime la napa freática por que con esto se mantiene el equilibrio de fuerzas y no se presentaría flujo de material al interior del cilindro o cajón. Pero si las circunstancias lo requieren por ejemplo cuando hay la necesidad de extraer un objeto que se atravesó, puede ser un boleo, en la arista cortante

entonces utilizando bombas sumergibles se deprime la napa hasta el nivel de excavación generándose un desbalance de fuerzas que inicia un flujo de agua y sólidos hacia el interior del caisson y peor aún si se bombea el agua bajo estratos predominantes de arenas licuables se tiene el peligro de que se generen licuaciones locales producto de la succión produciendo, además de arenados mayúsculos, desplazamientos e inclinaciones incontrolables en los caissons en estas circunstancias lo mejor sería cambiar al método neumático.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 La fricción como principal oponente al hincado de cajones o cilindros

El efecto de la fricción en el hincado de los caissons juega un papel determinante por ser esta la fuerza que se opone al hincado de estos cuerpos que serán los medios para transmitir las cargas de servicio de la estructura hacia el estrato portante.

La fricción se manifiesta durante el hincado y durante la vida útil de la estructura, por lo que, para los efectos constructivos, no se debe dejar de lado el estudio de ésta. Cuanto mejor se conoce la contribución de la fricción en la etapa de diseño de un caisson mayor será la probabilidad de éxito en el hincado del mismo.

Si el proyecto requiere de cimentación mediante caissons la determinación del coeficiente de fricción teórico que ofrece el terreno, es el punto de partida para decidir la geometría de los caissons que define el peso de los mismos.

La geometría de los cilindros es determinante para un tipo de suelo y subsuelo en particular ya que de ésta depende el peso propio que es a su vez la fuerza de hincado de los caissons mas importante que tiene, por no decir la única, esta es la gran diferencia con los pilotes donde la energía de hincado la da un dispositivo mecánico externo como el martinete. Cuanto mas pesado sea un caisson, mayor será la facilidad de hincado pero ir por ese lado para solucionar

este serio problema con seguridad resultará antieconómico por el mayor volumen de concreto que se tendría innecesariamente y por ende una mayor presión del terreno debido al excesivo peso propio del caisson; una racional determinación de la resistencia a la fricción del terreno nos ayuda a calcular el peso necesario para vencer las fuerzas de fricción. Determinando así los espesores de los muros y los demás dispositivos que hagan del caisson una unidad versátil para poder cambiar de método constructivo si así las circunstancias lo requieren. De acuerdo a la experiencia obtenida del hincado de los caissons para el puente Yuracyacu sobre el río Mayo se llega a la conclusión de que los caissons en general deben cumplir los siguientes requisitos:

* Las dimensiones de las paredes del caisson deben ser la mayor de los obtenidos de los cálculos referentes al cálculo estructural y del que se obtiene del estudio de factibilidad de hincado.

* Deben construirse el anillo que contiene el borde cortante con un diámetro mayor a lo que va a ser el cuerpo en unos veinte centímetros (20 cm) esto permite tener un zócalo saliente en este cuerpo de 10 cm la finalidad de hacer este zócalo es disminuir la fricción en el cuerpo del caisson en el sector arriba de este zócalo, esto ayuda principalmente en suelos cohesivos. En los suelos friccionantes no hay mucha efectividad directa pero el "espacio" que se va generando el caisson a su paso puede ser llenado con lodo bentonítico que definitivamente disminuirá el coeficiente de fricción aprovechando dos

propiedades de los lodos tixotrópicos: primero que es un fijador de las paredes de la excavación no permitiendo el desmoronamiento del suelo granular y segundo la propiedad tixotrópica del lodo que con un movimiento del caisson se activa reduciendo efectivamente la fricción este método fue patentado por el profesor **Laurens** de Alemania la altura de el zócalo saliente debe ser de 1 m a 2 m de altura.

* En general todos los caissons se inician abiertos y mas adelante siempre existe la posibilidad de que se hincque mediante aire comprimido, por esta razón el caisson, desde la etapa del proyecto, debe ser concebido como un elemento versátil que pueda transformarse sin mayores modificaciones a uno neumático, este hecho hace que el elemento sea mas pesado yendo por el lado de la seguridad para que no se detenga el proceso de hincado.

* Siendo el proceso de hincado de los caisson un trabajo dinámico donde las fuerzas actuantes son grandes un desbalance de estas fuerzas en el sentido lateral provoca desplazamientos e inclinaciones que aumentan indeseablemente la excentricidad de los elementos; se deben tomar las precauciones necesarias para contrarrestar estos efectos negativos se deben proyectar, si el terreno lo permite, estructuras que sirvan de **guía para el hincado** como el que se muestra, como ejemplo, en el **ANEXO V**. El cálculo de estas estructuras aparentemente livianas pero efectivas se basa en que el caisson cuando inicia una inclinación la fuerza de cabeceo inicialmente es pequeña en comparación a la que tendría cuando se tiene ya una inclinación grande que posiblemente no se pueda enderezar

mas. La colocación de un tope cercano a la pared del caisson es capaz de impedir una mayor inclinación del elemento. En el puente Yuracyacu no se hizo estas estructuras pero si se hizo en la cimentación del puente Bolognesi en la ciudad de Piura, teniéndose un trabajo eficiente de los puntales en cuyo extremo se colocó un rodillo metálico para eliminar la reacción vertical y tener así compresión pura en el elemento puntal debido a la compresión que le ocasiona el caisson en su descenso.

En el caso del puente Bolognesi se presentaron problemas de desplazamiento del borde inferior de los caissons, o sea, el borde superior del caisson se mantenía en su posición original por la acción de los puntales de guía que se construyeron sin embargo el borde inferior se desplazaba en una tendencia de irse al río, esto provocaba desplomes en los elementos cuando eran corregidos los desplomes los caissons sufrían desplazamientos del orden de 15 cm.

Lo extraño de estos desplazamientos era que el borde inferior, que supuestamente está empotrado en el terreno, se desplazaba en una clara tendencia hacia el río. La razón de estos desplazamientos es por un equivocado planteamiento del proyecto al considerar la ubicación de los caissons sobre rellenos que se encuentran detrás de los estribos existentes y además demasiado próximos a estas estructuras existentes donde es casi imposible mantener la verticalidad de los elementos por la diferencia de las fuerzas de empuje lateral del terreno arenoso en la periferia de los caissons, el caso del puente Bolognesi se ilustra en las Fotografías 08, 09 y 10.

* Es recomendable proyectar las paredes del caisson de tal manera que se tenga orificios distanciados por lo menos dos metros entre sí para poder utilizarlos como un medio de lubricación de la pared de rozamiento, estos orificios deben ser fabricados con tubos de $\phi = 2''$ livianos, el costo de hacer estos ductos es pequeño en relación a las ventajas que potencialmente nos puede dar en momentos en que se detiene el descenso por motivos de la fricción.

* El caisson debe ser apto para soportar fuerzas de impacto como el de explosivos moderados que eventualmente se utiliza para la demolición de boleos grandes o fragmentos de rocas que se atraviesan en el borde cortante, las ondas sísmicas provocadas por una explosión suelta el material granular logrando así reducir el coeficiente de fricción y facilitando de esta manera el descenso de los caissons.

Diseño del caisson desde el punto de vista de factibilidad de hincado

En el diseño de un caisson desde el punto de vista del hincado no se consideran las cargas que va soportar el caisson cuando la estructura esté terminada sino que solo considera las fuerzas que interactúan durante el procedimiento de hincado. En otras palabras se trata de evaluar la **factibilidad de hincado** de un caisson desde el punto de vista constructivo.

Si este análisis no lo hace el proyectista, aunque debería realizarlo el contratista tiene la obligación de hacerlo por que de ello depende mucho la correcta ejecución de la

obra, se sabe de no pocos casos de lamentables retrasos por los graves problemas que acusan el hincado de los caissons, inconvenientes que se originan por no estudiar detenidamente el asunto y poder evitar así demoras inesperadas en la ejecución de las obras.

Basados en el desarrollo de la presente Tesis se puede hacer extensivo un método para estudiar la factibilidad de hincado de un caisson diseñado estructuralmente pero que puede ser modificado en su geometría si se encuentra que no es factible el hincado para la geometría dada.

La metodología de diseño es la que sigue:

* En primer lugar se estudia y analiza el estudio geotécnico para fines de cimentación que se tiene de los estudios básicos. Conociendo los parámetros geotécnicos de los suelos como la densidad, el coeficiente de fricción interna, la resistencia al esfuerzo de corte no drenado, etc, estamos en condiciones de formular y calcular, apoyados en fórmulas semiempíricas la resistencia por fricción que se opone a las fuerzas de descenso en el caisson.

* En segundo lugar se tiene que decidir entre el valor semiteórico de la fricción y los valores tomados en el campo en tipos de suelo similares para poder emplear este valor en la determinación de la fuerza de fricción que actúa en la superficie de interacción entre el suelo y la pared del cilindro o cajón de cimentación.

* La incógnita de la ecuación de equilibrio que se plantee será el peso propio del caisson que viene a ser, después de todo, la esencia de cualquier método que se aplique para hincar un caisson. Siempre se debe buscar tener un caisson lo suficientemente pesado para vencer sin inconvenientes las fuerzas de fricción.

* Teniendo el valor del peso necesario del caisson se debe decidir las dimensiones de los elementos estructurales que lo conforman, a estas alturas podemos ya tener un bosquejo del caisson en donde se detalla sus dimensiones y demás accesorios que son básicos ya que como se ha dicho, se debe buscar tener al final un caisson funcional y versátil. Finalmente se diseñan las estructuras provisionales que servirán de guías durante el proceso de hincado de los caissons.

Estudio de factibilidad de hincado del estribo derecho

El Estribo Derecho se construyó siguiendo las indicaciones de las Especificaciones Técnicas del proyecto por lo que tiene las siguientes características:

Diámetro del cilindro	:	5.00 m
Profundidad	:	25.50 m
Fuerza de fricción	:	1436.13 ton
Coefficiente de fricción	:	3.59 ton/m ²
Peso Propio del caisson	:	952.00 ton

El diámetro y la profundidad ya se conoce del proyecto estructural y responde a las exigencias que manifiestan las cargas de la estructura.

La fuerza de fricción se calcula de los datos obtenidos de los diferentes estratos que se atraviesa hasta llegar al nivel de cimentación, los detalles de este resultado se muestra en el ANEXO III.

En principio se considera el caso mas desfavorable para el hincado de un caisson, esta consideración hipotética se manifiesta de la siguiente manera:

La fuerza del aire comprimido, para nuestro caso será de 2.55 atmósferas o bar que es la presión mínima que se requiere para eliminar el agua de la zona de excavación, nótese que se considera que la napa está a nivel de la superficie del suelo, esto es válido por cuanto para los puentes los caissons son totalmente inundados fácilmente en épocas de máximas avenidas.

La fuerza de empuje hidráulico ascendente por el volumen desplazado de agua en la zona de trabajo.

Fuerza ascendente por aire comprimido

$$F_{\text{aire}} = \pi D^2 / 4 \times \text{presión de trabajo}$$

$$F_{\text{aire}} = \pi 500^2 / 4 \times 2.55 \times 1.033$$

$$F_{\text{aire}} = 517.2 \text{ ton}$$

Fuerza ascendente por empuje hidrostático

$$F_h = \pi D^2 / 4 \times \text{altura} \times \gamma_{\text{agua}}$$

$$F_h = \pi 5^2 / 4 \times 25.5 \times 1$$

$$F_h = 500.70 \text{ ton}$$

Fuerza ascendente por fricción

$$F_f = 1436.13 \text{ ton}$$

Teniendo estas tres fuerzas planteamos la ecuación 4.1

$$W - F_{\text{aire}} - F_h = F_f (1+\xi) \quad (5.1)$$

Donde:

W = peso propio del caisson

ξ = factor de reducción máxima en el momento en que se produce el descenso, se estima en 0.1

en la ecuación (5.1) las fuerzas F_{aire} y F_h desaparecen cuando se aplica el boquillazo lo que condiciona que una vez que se realiza el cambio del caisson abierto a caisson neumático se tiene que asumir como rutina la aplicación de boquillazos para hacer que el caisson descienda. Reemplazando valores en la ecuación (5.1) se tiene:

$$W = 1436.13 (1+0.1)$$

De donde:

$$W = 1579.74 \text{ ton}$$

El caisson del estribo derecho con sus 952.00 ton de peso es muy liviano por lo que no es factible hincarlo.

Diseño de caisson factible de hincado

Se tiene la necesidad de un caisson que tenga un peso propio de 1579.74 ton, si ahora, modificando las

dimensiones consideramos que la altura del caisson es de 30 metros y el diámetro externo del cilindro igual a 5 metros se tiene para un espesor de pared asumido de 1.20 metros. El peso del caisson se calcula a continuación.

$$V_{\text{pared}} = \pi (2.5^2 - 1.3^2) \times 30 = 429.77 \text{ m}^3$$

Si el concreto pesa 2.4 ton/m³ entonces el peso de la pared del caisson es:

$$W_{\text{pared}} = 429.77 \text{ m}^3 \times 2.4 \text{ ton/m}^3$$

$$W_{\text{pared}} = 1031.45 \text{ ton}$$

El caisson además debe constar de dos techos que servirán para poder atrapar entre ellos el lastre necesario para alcanzar el peso mínimo requerido. Estas losas de concreto tendrán un anillo central de un metro de diámetro para el paso de el ducto que comunica la cámara de trabajo y el exterior o la campana neumática según sea el caisson.

El volumen de estas losas equivale a dos discos de 1.5 metros de diámetro y 1 metro de espesor, conteniendo estos discos un orificio central de 1 metro de diámetro.

$$V_{\text{techos}} = 2 \pi \cdot (1.3^2 - 0.5^2) \times 1 = 9.05 \text{ m}^3$$

Se tiene entonces que el peso de los techos es:

$$W_{\text{techos}} = 9.05 \text{ m}^3 \times 2.4 \text{ ton/m}^3$$

$$W_{\text{techos}} = 21.72 \text{ ton}$$

De esta manera se que tiene nuestro caisson tendría ($W_{\text{techos}} = 21.72$) + ($W_{\text{pared}} = 1031.45$) 1,053.17 ton de peso propio, para alcanzar el peso mínimo necesario faltan 526.57 ton este déficit pasará a ser cubierto por el lastre que se

añadirá en el volumen que queda entre las dos losas antes mencionada.

Si este volumen se llena con arena saturada del lecho del río cuyo peso volumétrico es de 2 ton/m^3 si la altura de el volumen a ocupar por el lastre es h se tiene la siguiente ecuación:

$$9.05 / 2 \times 2 h = 526.57$$

De donde $h = 58.18$ metros, magnitud que es imposible de realizar dentro del caisson que solo tiene 25.00 metros disponibles como máximo, por lo que estamos en la necesidad de modificar nuevamente las dimensiones del caisson. Debe tenerse presente que al modificar el diámetro externo del cilindro tiene que variar con la fuerza de fricción oponente por lo que aprovechamos la hoja electrónica de cálculo que usamos para determinar la fuerza de fricción con la diferencia que el diámetro ya no será de 5.00 metros sino 7.00 metros. Para este diámetro la fuerza de fricción teórica es de 2010.58 ton. afectando a este valor con el factor 1.1 como se hizo anteriormente el peso mínimo necesario que debe tener el caisson es $(1.1 \times 2,010.58)$ igual a 2,211.64 toneladas.

Se propone las nuevas dimensiones siguientes dimensiones para el caisson:

Altura de caisson	:	30.00 m
Diámetro externo	:	7.00 m
Diámetro del orificio central	:	1.00 m

Espesor de pared : 1.50 m
 Espesor de techos : 1.00 m
 Altura de lastre : 15.00 m

El peso propio de este caisson será de 2,240.30 ton que es mayor que las 2,211.64 ton requeridas.

En el GRÁFICO N° 15 se ilustra las dimensiones del caisson que satisfacen las condiciones mínimas de peso para que el estribo derecho pueda llegar a la cota de cimentación.

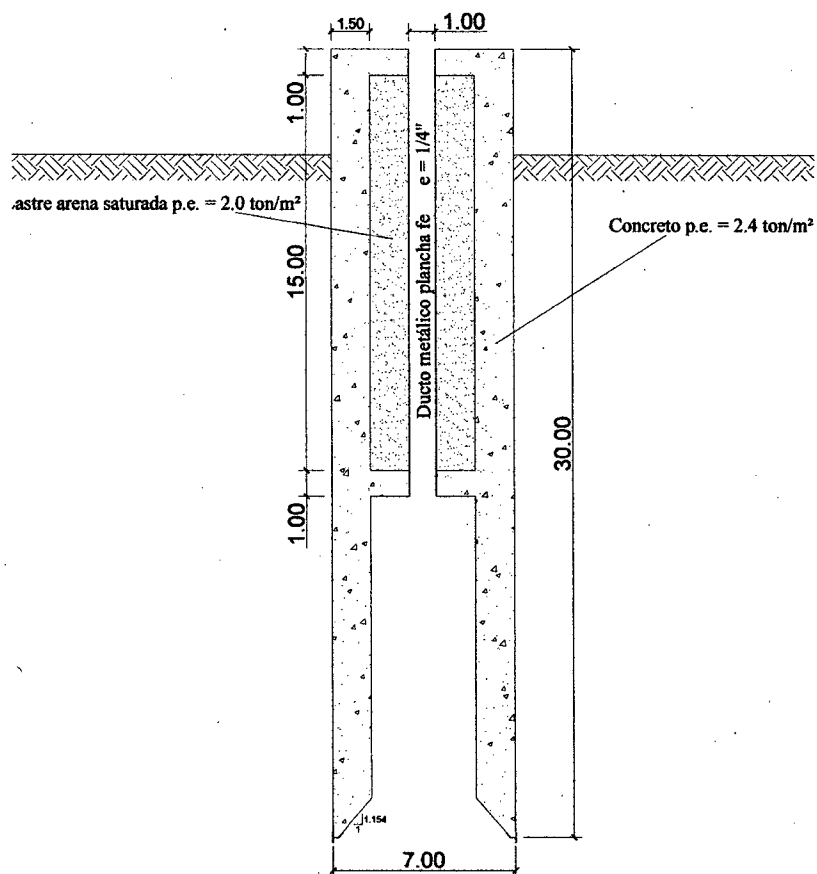


GRÁFICO N° 15 Dimensiones del caisson que se requieren para que pueda ser hincado peso propio = 2,240.30 ton

Observando el **GRÁFICO N° 15** se puede notar que para que sea factible el hincado del caisson dadas las características del terreno se tiene que para el caso del estribo derecho es necesario modificar las dimensiones del caisson original que permita aumentar el peso propio y lastre hasta tener el mínimo necesario para poder vencer la fricción; como se sabe, el diseño original para los estribos daba un espesor de pared de 0.80 metros lo que evidentemente de los cálculos precedentes iba a ser insuficiente para tener éxito en los trabajos de hincado. La diferencia es notable por que el espesor de la pared necesaria es de 1.50 metros lo que significa algo el doble del espesor original.

Esta modificación se hace extensiva al *estribo izquierdo* donde también se consideró originalmente un diámetro externo de 5.00 metros y espesor de paredes de 0.80 metros si se modifica el diámetro externo a 7.00 metros la fricción total de acuerdo a la hoja de cálculo que se muestra en el ANEXO III se tiene la fricción total es de 1672.06 ton como nuestro caisson modelo tiene un peso de 2,240.30 ton tenemos un mayor margen de seguridad para asegurar el hincado del estribo izquierdo que en el derecho, por lo que se usará el mismo prototipo de caisson para el estribo izquierdo. En el caso de los pilares la resistencia por fricción ya es conocida de la misma hoja de cálculo se tiene que:

Para el pilar derecho	:	Fricción total	2,010.58 ton
Para el pilar izquierdo	:	Fricción total	1,494.51 ton

Con nuestro prototipo de 2,240.30 ton es suficiente para el hincado en este tipo de terreno, la diferencia del

prototipo con los pilares originalmente proyectados es que el espesor de paredes de este es 1.50 m y del originalmente proyectado es de 1.00 m lo cual indica también que el proyecto original queda corto en cuanto a peso en los pilares esto pone en evidencia la poca atención que se le prestó, cuando se dimensionaron los caissons, a la factibilidad de hincado de los mismos.

En conclusión, los cuatro caissons deben tener las dimensiones que se indican en el GRÁFICO N° 15 es decir, diámetro externo de 7.00 m y espesor de paredes de $e = 1.50$ m debe contener una bóveda para lastre, los detalles se muestran en la **Lámina 03**, Anexo VI.

Siempre está la posibilidad de modificar las dimensiones pero debe tenerse en cuenta que una variación del diámetro causa también variación de la fricción si el diámetro permanece en 7.00 m el peso propio, sea cual sea la forma, debe ser 2,240 ton.

5.2 Consideraciones que no se deben dejar de lado al inicio de la hinca de cilindros o cajones

Haciendo ahora un resumen de los temas que hemos enfocado tenemos las siguientes pautas que debemos considerar antes de iniciar el proceso de hincado de los caissons en una obra cualquiera con tipo de suelo o estratigrafía dada.

* Realizar un análisis minucioso del estudio geotécnico que se dispone, esto nos permitirá conocer de manera mas cercana el comportamiento del suelo cuando se tenga que realizar el hincado de los caissons. Es frecuente que el proyectista estructural no tome en cuenta el proceso de

hincado. Porque lo que mas le preocupa es la capacidad portante y los asentamientos futuros de la cimentación. Por lo que se hace imprescindible realizar un estudio de factibilidad del hincado por parte del contratista y comparar con los del proyecto para tomar las decisiones pertinentes.

* Estudiar cuidadosamente la topografía de la zona donde va emplazado el puente y sus cimientos respectivos, poniendo mayor énfasis en los emplazamientos de los caissons ya que la morfología del terreno es un indicador de los posibles problemas que tendremos al hincar los cilindros o cajones. Por ejemplo, si se tiene que un caisson está ubicado en una ladera de pendiente pronunciada es evidente que el elemento tendrá una tendencia a desplazarse y desplomarse hacia la zona baja, debido a la diferente presión que actúa en la periferia del caisson; por esta razón se debe procurar siempre que el terreno circundante sea de pendiente suave en unos 30 metros a la redonda. Si no es posible tener esta condición debe tomarse las medidas correctivas necesarias para no tener excentricidades excesivas.

De ninguna manera se debe hincar un caisson en la cercanía a estructuras existentes por que será prácticamente imposible controlar los desplazamientos y desplomes debido a la diferencia de empuje lateral del terreno en la periferia del caisson. Esta condición se tiene que manejar desde la concepción misma del proyecto por la importancia que tiene, los desplomes y desplazamientos que se traducen en excentricidad tienen límites impuestos por el

proyectista y es quizá la condición mas importante de conformidad de obra.

* Verificar que el caisson definitivo tenga la funcionalidad que le permita, llegado el momento, cambiar el sistema de excavación e incluso transformarlo a neumático si así lo requieren las circunstancias, el caisson también debe tener las instalaciones necesarias para inyectar, eventualmente, lodos tixotrópicos para facilitar el hincado.

5.3 Recomendaciones finales

El hincado de los primeros 10 metros aproximadamente debe realizarse de la manera mas cuidadosa en cuanto a desplazamientos y desplomes se refiere, se recomienda tener plomadas permanentemente instaladas para enmendar inmediatamente cualquier descorrección de verticalidad del caisson. Hasta este nivel (10 metros) se puede decir que el caisson ya asumió un rumbo definido y debido a la gran masa de suelo circundante al cilindro éste no sufrirá ya desplazamientos ni desplomes considerables, por el contrario, cualquier excentricidad que se presente a estas alturas del hincado será ya un problema muy difícil de resolver.

En el hincado de los caissons, a veces, por razones de capacidad o empotramiento, se requiere profundizar mas allá del nivel originalmente contemplado en el proyecto, si este nuevo nivel está a una distancia tal del nivel de proyecto que no es posible seguir con el hincado es necesario entonces que el caisson sea "alargado" desde el borde cortante hacia abajo construyendo anillos sucesivos de

concreto armado. Es necesario por esto que el primer cuerpo en la zona de la arista cortante dejar abierta las condiciones que nos permita realizar un empalme monolítico y asegurar la continuidad del acero de refuerzo si así lo requieren las circunstancias. Por ejemplo en la Obra de Reconstrucción del Puente Bolognesi se aplicó esta alternativa construyendo anillos de concreto armado sucesivos para profundizar la cimentación cuatro (4.00 m.) metros mas de lo proyectado y ampliando progresivamente el diámetro de la base de 6 a 8 metros.

Finalmente, hacemos hincapié lo siguiente:

Los métodos no convencionales aplicados en el presente trabajo nos han servido principalmente para llegar a la conclusión de que hincar los caissons hasta su cota final de cimentación, depende fundamentalmente de su peso propio debiendo buscarse siempre las dimensiones óptimas para conseguir este objetivo logrando un equilibrio entre el aspecto Técnico y Económico que es, en general, la razón de ser de la ingeniería.

CAPITULO VI

BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

- 1.- Ralph B. Peck, Walter E. Hanson, Thomas H. Thornburn, (1996) "*Ingeniería de Cimentaciones*"; Novena Reimpresión Ed. Limusa México
- 2.- Bowles Joseph (1982), "*Foundation Analysis and Design*", Third Edition Ed. Mc Graw - Hill, New York.
- 3.- David B. Steiman y Sara R. Watson (1979); "Puentes y sus Constructores"; Editorial Turner
- 4.- Lainez Lozada Pedro, "Curso de Puentes"; apuntes de clases; Biblioteca UNI- FIC
- 5.- Chelis Robert D. (1971); "Cimentaciones Profundas"; Editorial Diana
- 6.- Jacoby, H. S. y Davis, R. P. (1941), "*Foundations of Bridges and Buildings*"; 3ra edición Ed. McGraw - Hill, Nueva York.
- 7.- Teng, W. C. (1962), "*Foundation design*"; Ed. Prentice - Hall, Nueva Jersey.
- 8.- Thornenley S. A. (1951), "*Foundation design and practice*"; Ed. Columbia University Press, Nueva York.

- 9.- Chellis R.D. (1961), "*Pile foundations*"; Ed. McGraw - Hill, Nueva York.
- 10.- Braja M. Das (1984), "*Principies of Foundation Engineering Techniques and Practices*", Ed. Mc Graw - Hill, New York.
- 11.- Roy E. Hunt (1986), "*Geotechnical Engineering Techniques and Practices*", Ed. Mc Graw - Hill, New York.
- 12.- Alva. J. y Castillo A. (1993), "*Peligro Sísmico en el Perú*" - VII Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones - 6 al 10 de diciembre de 1993, Lima - Perú.
- 13.- Juan Ortega García (1990), "*Cimentaciones Tanques y muros de contención*" W.H. Editores S.R.Ltda.
- 14.- Marcelo Alonso, Edwar J. Finn (1970); "*Física*" Vol. 1 Mecánica; Fondo Educativo Interamericano, S.A.
- 15.- Juárez Badillo, Rico Rodríguez; "*Fundamentos de la Mecánica de Suelos*"; Tomo II; Fondo Educativo Interamericano S.A.
- 16.- R. Michelena; "*Mecanica de Suelos Aplicada*"
- 17.- CISMID (1996); "*Estudio Geotécnico con Fines de Cimentación para la Construcción del puente Yuracyacu*"

ANEXO I

TABLAS

TABLA N° 1

ESFUERZOS EFECTIVOS EN EL PILAR IZQUIERDO

ESTRATO	SUCS	e (m)	Prof. (m)	γ_N (tn/m ³)	γ_S (tn/m ³)	Esfuerzo Efectivo (σ'_v)	
						Parcial	Acumulado
1	CL	1.00	1.00	1.60	0.60	0.60	0.60
2	ML	1.50	2.50	1.60	0.60	0.90	1.50
3	OH	0.85	3.35	1.62	0.62	0.53	2.03
4	SM	5.25	8.60	1.70	0.70	3.68	5.70
5	PT	1.00	9.60	1.97	0.97	0.97	6.67
6	SC	0.40	10.00	1.95	0.95	0.38	7.05
7	CH	1.50	11.50	2.02	1.02	1.53	8.58
8	SM	1.50	13.00	2.00	1.00	1.50	10.08
9	SC	1.25	14.25	2.00	1.00	1.25	11.33
10	CH	1.25	15.50	2.00	1.00	1.25	12.58
11	CL	1.20	16.70	2.00	1.00	1.20	13.78
12	ML	0.50	17.20	1.90	0.90	0.45	14.23
13	SM	4.00	21.20	2.00	1.00	4.00	18.23
14	PT	4.30	25.50	1.13	0.13	0.56	18.79
15	ML	0.50	26.00	1.90	0.90	0.45	19.24

TABLA N° 2

ESFUERZOS EFECTIVOS EN EL PILAR DERECHO

ESTRATO	SUCS	e (m)	Prof. (m)	γ_N (tn/m ³)	γ_S (tn/m ³)	Esfuerzo Efectivo (σ'_v)	
						Parcial	Acumulado
1	CL	3.20	3.20	1.60	0.60	1.92	1.92
2	ML	2.15	5.35	1.70	0.70	1.51	3.43
3	SM	5.65	11.00	1.80	0.80	4.52	7.95
4	SP-SM	3.00	14.00	1.90	0.90	2.70	10.65
5	SC	1.40	15.40	2.00	1.00	1.40	12.05
6	CH	0.60	16.00	2.00	1.00	0.60	12.65
7	SM	3.95	19.95	2.00	1.00	3.95	16.60
8	ML	0.40	20.35	2.00	1.00	0.40	17.00
9	SM	3.45	23.80	2.00	1.00	3.45	20.45
10	CH	0.60	24.40	2.00	1.00	0.60	21.05
11	PT	1.30	25.70	1.46	0.46	0.60	21.64
12	CH	0.70	26.40	2.00	1.00	0.70	22.34
13	ML	0.10	26.50	2.05	1.05	0.11	22.45

TABLA N° 3

ESFUERZOS EFECTIVOS EN EL ESTRIBO IZQUIERDO

ESTRATO	SUCS	e (m)	Prof. (m)	γ_N (tn/m ³)	γ_S (tn/m ³)	Esfuerzo Efectivo (σ'_v)	
						Parcial	Acumulado
1	CL	2.00	2.00	1.60	0.60	1.20	1.20
2	ML	2.00	4.00	1.65	0.65	1.30	2.50
3	SM	2.35	6.35	1.70	0.70	1.65	4.15
4	SP	0.70	7.05	1.75	0.75	0.53	4.67
5	CL	2.15	9.20	2.22	1.22	2.62	7.29
6	SM	3.60	12.80	2.00	1.00	3.60	10.89
7	CH	2.20	15.00	2.00	1.00	2.20	13.09
8	ML	2.00	17.00	2.00	1.00	2.00	15.09
9	SM	3.20	20.20	2.00	1.00	3.20	18.29
10	PT	3.10	23.30	1.46	0.46	1.43	19.72
11	CL	1.70	25.00	2.00	1.00	1.70	21.42
12	SM	0.50	25.50	2.00	1.00	0.50	21.92

TABLA N° 4

ESFUERZOS EFECTIVOS EN EL ESTRIBO DERECHO

ESTRATO	SUCS	e (m)	Prof. (m)	γ_N (tn/m ³)	γ_S (tn/m ³)	Esfuerzo Efectivo (σ'_v)	
						Parcial	Acumulado
1	C	1.00	1.00	1.60	0.60	0.60	0.60
2	CH	1.00	2.00	1.60	0.60	0.60	1.20
3	ML	5.30	7.30	1.70	0.70	3.71	4.91
4	SM	4.00	11.30	1.90	0.90	3.60	8.51
5	SM-SC	0.30	11.60	1.95	0.95	0.29	8.80
6	SM	1.40	13.00	1.95	0.95	1.33	10.13
7	SC	0.25	13.25	2.00	1.00	0.25	10.38
8	CH	2.55	15.80	1.99	0.99	2.52	12.90
9	ML	0.40	16.20	2.00	1.00	0.40	13.30
10	SM	3.20	19.40	2.00	1.00	3.20	16.50
11	PT	4.30	23.70	1.05	0.05	0.22	16.71
12	CL	1.30	25.00	1.99	0.99	1.29	18.00
13	SM	0.50	25.50	1.90	0.90	0.45	18.45

TABLA N° 5

**PARÁMETROS FISICO - MECÁNICOS DINÁMICOS DE LOS SUELOS
PROYECTO PUENTE YURACYACU**

Sondaje	Capa	Profundidad (m)	Vp (m/seg)	Vs (m/seg)	γ (tn/m ³)	μ	Ed (kg/cm ²)
S-1	1	De 0 a 4	400	100	1.55	0.4667	455
	2	De 4 a 17	1600	450	1.85	0.4571	10917
S-3	1	De 0 a 8.6	410	100	1.65	0.4684	485
	2	De 8.6 a 13	1700	500	1.93	0.4527	14018
	3	De 13 a 17.2	1240	350	1.63	0.4567	5817
	4	De 17.2 a 21.2	1800	500	2.00	0.4582	14582
	5	De 21.2 a 25.6	1500	400	1.60	0.4617	7484
	6	De 25.6 a 36	1800	500	1.90	0.4582	13853

Leyenda:

**Vp = Velocidad de Ondas Compresionales
(Longitudinales)**

Vs = Velocidad de Ondas de Corte (Transversales)

γ = Peso Volumétrico o Densidad Natural

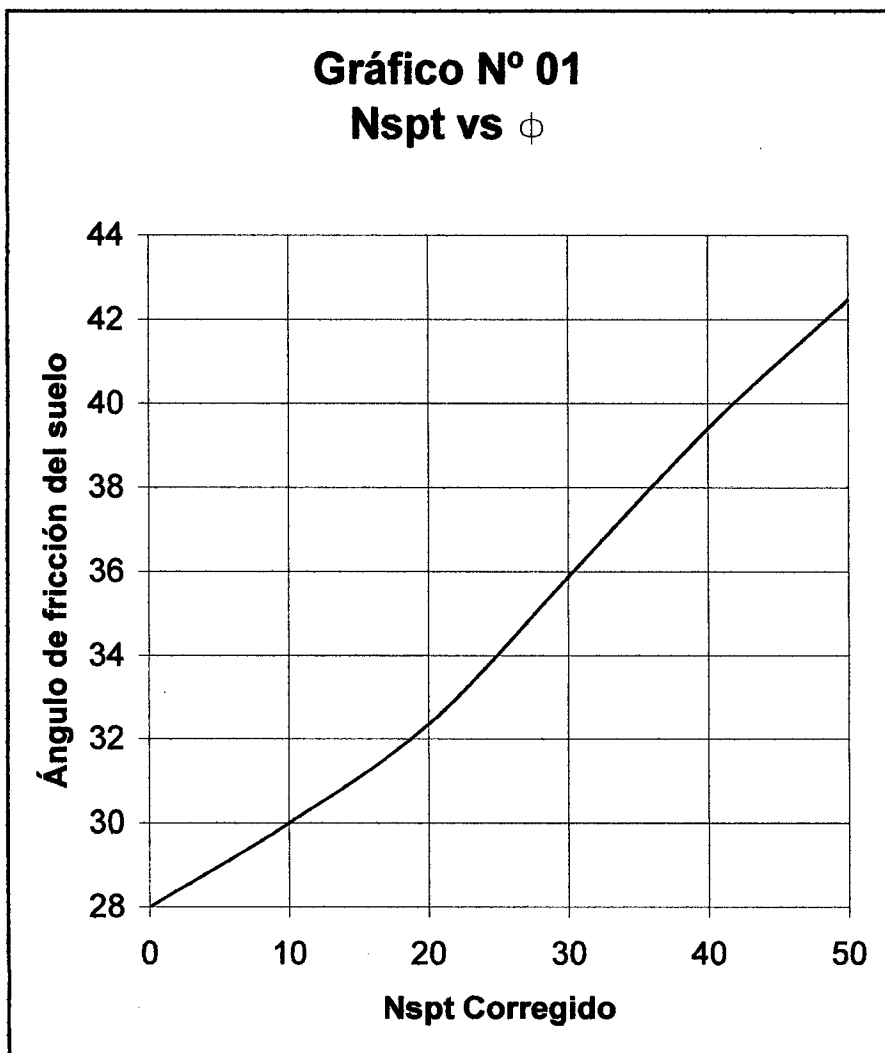
μ = Coeficiente de Poisson

Ed = Módulo Dinámico de Elasticidad

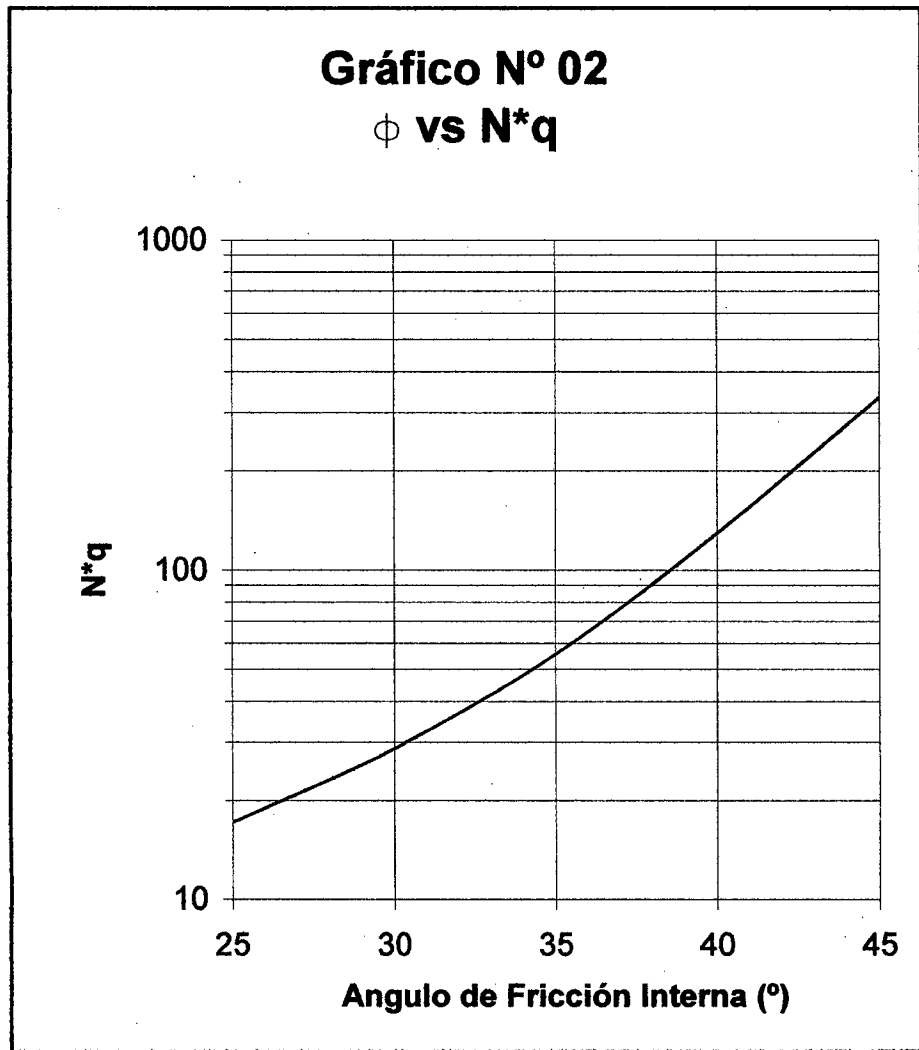
Fuente: Volumen 1 del informe final

ANEXO II
GRÁFICOS DE VESIC

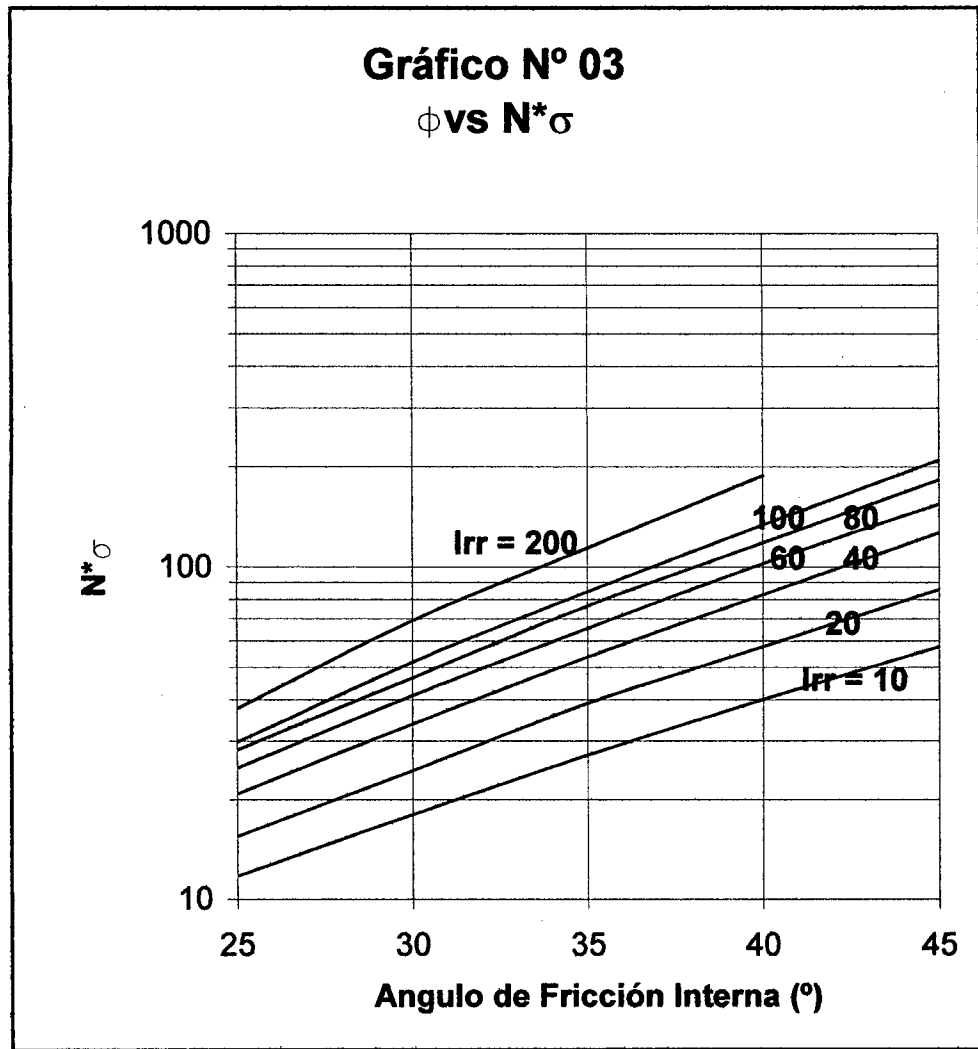
GRÁFICOS DE VESIC PARA LA DETERMINACIÓN DE LOS
PARÁMETROS DE CARGA



GRÁFICOS DE VESIC PARA LA DETERMINACIÓN DE LOS
PARÁMETROS DE CARGA



GRÁFICOS DE VESIC PARA LA DETERMINACIÓN DE LOS
PARÁMETROS DE CARGA



ANEXO III
CÁLCULOS DE FUERZAS DE FRICCIÓN

**TABLA III-1
CALCULO TEORICO DE LA FRICCIÓN EN EL PILAR IZQUIERDO**

Diámetro Ext. : 7 m

ESTRATO	SUCS	e (m)	Esfuerzo Efectivo (σ'_v)	p (Perímetro)	α	C_u (tn/m ²)	ϕ (°)	$\tan(\delta)$ $\delta = 2/3 \phi$	$K_0 = 1 - \text{sen } \phi$	Resistencia a la Fricción (ton)	
										$Q_s = \alpha \cdot C_u \cdot p \cdot \Delta l$ (Arcillas)	$Q_s = p \cdot K_0 \cdot \sigma'_v \cdot \text{tg}(\delta) \cdot \Delta l$ (Arenas)
1	CL	1.00	0.60	21.99	0.45	3.06	0			30.28	
2	ML	1.50	1.50	21.99		0.00	28	0.34	0.53		8.88
3	OH	0.85	2.03	21.99	0.45	6.63	0			55.77	
4	SM	5.25	5.70	21.99		0.00	30	0.36	0.50		119.73
5	PT	1.00	6.67	21.99	0.45	0.00	0			0.00	
6	SC	0.40	7.05	21.99		0.00	31	0.38	0.49		11.34
7	CH	1.50	8.58	21.99	0.45	12.24	0			181.69	
8	SM	1.50	10.08	21.99		0.00	32	0.39	0.47		61.10
9	SC	1.25	11.33	21.99	0.45	10.20	0			126.17	
10	CH	1.25	12.58	21.99	0.45	8.16	0			100.94	
11	CL	1.20	13.78	21.99	0.45	9.49	0			112.65	
12	ML	0.50	14.23	21.99		0.00	32	0.39	0.47		28.75
13	SM	4.00	18.23	21.99		0.00	35	0.44	0.42		294.79
14	PT	4.30	18.79	21.99	0.45	0.00	30	0.37	0.50	0.00	323.74
15	ML	0.50	19.24	21.99		0.00	31	0.38	0.49		38.69

Df = 26.00

Totales

607.50

887.00

Fricción Total

1494.51 ton

Coficiente

2.61 ton/m²

**TABLA III-2
CALCULO TEORICO DE LA FRICCIÓN EN EL PILAR DERECHO**

Diámetro Ext. : 7 m

ESTRATO	SUCS	e (m)	Esfuerzo Efectivo (σ'_v)	p (Perímetro)	α	C_u (tn/m ²)	ϕ (°)	tan(δ) $\delta = 2/3 \phi$	$K_0 = 1 - \text{sen } \phi$	Resistencia a la Fricción (ton)	
										$Q_s = \alpha \cdot C_u \cdot p \cdot \Delta l$ (Arcillas)	$Q_s = p \cdot K_0 \cdot \sigma'_v \cdot \text{tg}(\delta) \cdot \Delta l$ (Arenas)
1	CL	3.20	1.92	21.99	0.45	3.06	0			96.90	
2	ML	2.15	3.43	21.99		0.00	29	0.35	0.52		29.18
3	SM	5.65	7.95	21.99		0.00	32	0.40	0.46		181.40
4	SP-SM	3.00	10.65	21.99		0.00	33	0.40	0.45		129.21
5	SC	1.40	12.05	21.99	0.45	18.87	0			261.43	
6	CH	0.60	12.65	21.99	0.45	18.36	0			109.01	
7	SM	3.95	16.60	21.99		0.00	34	0.42	0.44		265.37
8	ML	0.40	17.00	21.99		0.00	36	0.44	0.42		27.45
9	SM	3.45	20.45	21.99		0.00	34	0.42	0.44		285.52
10	CH	0.60	21.05	21.99	0.45	15.30	0			90.85	
11	PT	1.30	21.64	21.99	0.45	0.00	29	0.35	0.51	0.00	112.06
12	CH	0.70	22.34	21.99	0.45	15.30	0			105.99	
13	ML	0.10	22.45	21.99		0.00	37	0.46	0.40		9.03

Df = 26.50

Totales

664.18

1039.23

Fricción Total

1703.41 ton

Coficiente

2.92 ton/m²

TABLA III-3
CALCULO TEORICO DE LA FRICCIÓN EN EL ESTRIBO IZQUIERDO

Díámetro Ext. : 5 m

ESTRATO	SUCS	e (m)	Esfuerzo Efectivo (σ'_v)	p (Perimetro)	α	C_u (tn/m ²)	ϕ (°)	tan(δ) $\delta = 2/3 \phi$	$K_0 = 1 - \text{sen } \phi$	Resistencia a la Fricción (ton)	
										$Q_s = \alpha \cdot C_u \cdot p \cdot \Delta l$ (Arcillas)	$Q_s = p \cdot K_0 \cdot \sigma'_v \cdot \text{tg}(\delta) \cdot \Delta l$ (Arenas)
1	CL	2.00	1.20	15.71	0.45	5.10	0			72.10	
2	ML	2.00	2.50	15.71		0.00	32	0.39	0.48		14.40
3	SM	2.35	4.15	15.71		0.00	32	0.39	0.47		28.08
4	SP	0.70	4.67	15.71		0.00	31	0.38	0.48		9.41
5	CL	2.15	7.29	15.71	0.45	13.26	0			201.52	
6	SM	3.60	10.89	15.71		0.00	32	0.39	0.47		113.17
7	CH	2.20	13.09	15.71	0.45	8.93	0			138.79	
8	ML	2.00	15.09	15.71		0.00	34	0.42	0.43		87.27
9	SM	3.20	18.29	15.71		0.00	35	0.44	0.42		169.04
10	PT	3.10	19.72	15.71	0.45	0.00	31	0.38	0.48	0.00	175.68
11	CL	1.70	21.42	15.71	0.45	12.75	0			153.21	
12	SM	0.50	21.92	15.71		0.00	33	0.40	0.46		31.67

Df = 25.50

Totales

565.62

628.71

Fricción Total

1194.33 ton

Coefficiente

2.98 ton/m²

**TABLA III-4
CALCULO TEORICO DE LA FRICCIÓN EN EL ESTRIBO DERECHO**

Diámetro Ext. : 5 m

ESTRATO	SUCS	e (m)	Esfuerzo Efectivo (σ'_v)	p (Perímetro)	α	C_u (tn/m ²)	ϕ (°)	tan(δ) $\delta = 2/3 \phi$	$K_0 = 1 - \text{sen } \phi$	Resistencia a la Fricción (ton)	
										$Q_s = \alpha \cdot C_u \cdot p \cdot \Delta l$ (Arcillas)	$Q_s = p \cdot K_0 \cdot \sigma'_v \cdot \text{tg}(\delta) \cdot \Delta l$ (Arenas)
1	C	1.00	0.60	15.71	0.45	5.10	0			36.05	
2	CH	1.00	1.20	15.71	0.45	3.06	0			21.63	
3	ML	5.30	4.91	15.71	0.45	15.30	0			573.19	
4	SM	4.00	8.51	15.71		0.00	33	0.40	0.46		98.36
5	SM-SC	0.30	8.80	15.71		0.00	34	0.41	0.45		7.63
6	SM	1.40	10.13	15.71		0.00	33	0.40	0.46		40.94
7	SC	0.25	10.38	15.71	0.45	17.34	0			30.64	
8	CH	2.55	12.90	15.71	0.45	15.30	0			275.78	
9	ML	0.40	13.30	15.71	0.45	18.36	0			51.91	
10	SM	3.20	16.50	15.71		0.00	31	0.38	0.49		151.66
11	PT	4.30	16.71	15.71	0.45	0.00	0			0.00	
12	CL	1.30	18.00	15.71	0.45	13.26	0			121.85	
13	SM	0.50	18.45	15.71		0.00	31	0.37	0.49		26.48

Df = 25.50

Totales

1111.05

325.08

Fricción Total

1436.13 ton

Coeficiente

3.59 ton/m²

TABLA III-3'
CALCULO TEORICO DE LA FRICCIÓN EN EL ESTRIBO IZQUIERDO MODIFICADO

Diámetro Ext. : 7 m

ESTRATO	SUCS	e (m)	Esfuerzo Efectivo (σ'_v)	p (Perímetro)	α	C_u (tn/m ²)	ϕ (°)	tan(δ) $\delta = 2/3 \phi$	$K_0 = 1 - \text{sen } \phi$	Resistencia a la Fricción (ton)	
										$Q_s = \alpha \cdot C_u \cdot p \cdot \Delta l$ (Arcillas)	$Q_s = p \cdot K_0 \cdot \sigma'_v \cdot \text{tg}(\delta) \cdot \Delta l$ (Arenas)
1	CL	2.00	1.20	15.71	0.45	5.10	0			72.10	
2	ML	2.00	2.50	15.71		0.00	32	0.39	0.48		14.40
3	SM	2.35	4.15	15.71		0.00	32	0.39	0.47		28.08
4	SP	0.70	4.67	15.71		0.00	31	0.38	0.48		9.41
5	CL	2.15	7.29	15.71	0.45	13.28	0			201.52	
6	SM	3.60	10.89	15.71		0.00	32	0.39	0.47		113.17
7	CH	2.20	13.09	15.71	0.45	8.93	0			138.79	
8	ML	2.00	15.09	15.71		0.00	34	0.42	0.43		87.27
9	SM	3.20	18.29	15.71		0.00	35	0.44	0.42		169.04
10	PT	3.10	19.72	15.71	0.45	0.00	31	0.38	0.48	0.00	175.68
11	CL	1.70	21.42	15.71	0.45	12.75	0			153.21	
12	SM	0.50	21.92	15.71		0.00	33	0.40	0.46		31.67

Df = 25.50

Totales

565.62

628.71

Fricción Total

1194.33 ton

Coefficiente

2.98 ton/m²

TABLA III-4'
CALCULO TEORICO DE LA FRICCIÓN EN EL ESTRIBO DERECHO MODIFICADO

Díámetro Ext. : 7 m

ESTRATO	SUCS	e (m)	Esfuerzo Efectivo (σ'_v)	p (Perimetro)	α	C_u (tn/m ²)	ϕ (°)	$\tan(\delta)$ $\delta = 2/3 \phi$	$K_0 = 1 - \text{sen } \phi$	Resistencia a la Fricción (ton)	
										$Q_s = \alpha \cdot C_u \cdot p \cdot \Delta l$ (Arcillas)	$Q_s = p \cdot K_0 \cdot \sigma'_v \cdot \text{tg}(\delta) \cdot \Delta l$ (Arenas)
1	C	1.00	0.60	15.71	0.45	5.10	0			36.05	
2	CH	1.00	1.20	15.71	0.45	3.06	0			21.63	
3	ML	5.30	4.91	15.71	0.45	15.30	0			573.19	
4	SM	4.00	8.51	15.71		0.00	33	0.40	0.46		98.36
5	SM-SC	0.30	8.80	15.71		0.00	34	0.41	0.45		7.63
6	SM	1.40	10.13	15.71		0.00	33	0.40	0.46		40.94
7	SC	0.25	10.38	15.71	0.45	17.34	0			30.64	
8	CH	2.55	12.90	15.71	0.45	15.30	0			275.78	
9	ML	0.40	13.30	15.71	0.45	18.36	0			51.91	
10	SM	3.20	16.50	15.71		0.00	31	0.38	0.49		151.66
11	PT	4.30	16.71	15.71	0.45	0.00	0			0.00	
12	CL	1.30	18.00	15.71	0.45	13.26	0			121.85	
13	SM	0.50	18.45	15.71		0.00	31	0.37	0.49		26.48

Df = 25.50

Totales

1111.05

325.08

Fricción Total

1436.13 ton

Coficiente

3.59 ton/m²

PARÁMETROS GEOTÉCNICOS
TABLA III-5
PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Estrato	Pilar Derecho (810.92 - 784.420)												
	SUCS	e (m)	Prof. (m)	γ_N (gr/cm ³)	γ_s (gr/cm ³)	σ'_v parcial	σ'_v acum	ω (%)	N _{spt}	N _{corr}	Característica	ϕ°	c (kg/cm ²)
1	CL	3.20	3.20	1.60	0.60	1.92	1.92	21.50%	3	3	Plástica	0	0.31
2	ML	2.15	5.35	1.70	0.70	1.51	3.43	23.30%	4	5	No Plástica	29	0.00
3	SM	5.65	11.00	1.80	0.80	4.52	7.95	25.00%	16	17	No Plástica	32	0.00
4	SP-SM	3.00	14.00	1.90	0.90	2.70	10.65	17.10%	20	19	No Plástica	33	0.00
5	SC	1.40	15.40	2.00	1.00	1.40	12.05	13.90%	19	19	Plástica	0	1.89
6	CH	0.60	16.00	2.00	1.00	0.60	12.65	28.14%	18	18	Muy Plástica	0	1.84
7	SM	3.95	19.95	2.00	1.00	3.95	16.60	20.60%	27	22	No Plástica	34	0.00
8	ML	0.40	20.35	2.00	1.00	0.40	17.00	34.20%	35	29	No Plástica	36	0.00
9	SM	3.45	23.80	2.00	1.00	3.45	20.45	28.50%	31	24	No Plástica	34	0.00
10	CH	0.60	24.40	2.00	1.00	0.60	21.05	64.50%	15	15	Muy Plástica	0	1.53
11	PT	1.30	25.70	1.46	0.46	0.60	21.64	185.50%	10	7	No Plástica	29	0.00
12	CH	0.70	26.40	2.00	1.00	0.70	22.34	56.50%	15	15	Muy Plástica	0	1.53
13	ML	0.10	26.50	2.05	1.05	0.11	22.45	26.10%	45	33	No Plástica	37	0.00

**TABLA III-6
PARÁMETROS GEOTÉCNICOS**

Estrato	Estribo Derecho (810.291 - 784.814) (S-2)												
	SUCS	e (m)	Prof. (m)	γ_N (gr/cm ³)	γ_s (gr/cm ³)	σ'_v parcial	σ'_v acum	ω (%)	N _{spt}	N _{corr}	Característica	ϕ°	c (kg/cm ²)
1	CL	1.00	1.00	1.60	0.60	0.60	0.60	-	5	5	Plástica	0	0.51
2	CH	1.00	2.00	1.60	0.60	0.60	1.20	35.20%	3	3	Muy Plástica	0	0.31
3	ML	5.30	7.30	1.70	0.70	3.71	4.91	42.00%	15	15	Plástica	0	1.53
4	SM	4.00	11.30	1.90	0.90	3.60	8.51	51.10%	18	19	No Plástica	33	0.00
5	SM-SC	0.30	11.60	1.95	0.95	0.29	8.80	12.90%	20	21	No Plástica	34	0.00
6	SM	1.40	13.00	1.95	0.95	1.33	10.13	18.80%	18	18	No Plástica	33	0.00
7	SC	0.25	13.25	2.00	1.00	0.25	10.38	16.30%	17	17	Plástica	0	1.73
8	CH	2.55	15.80	1.99	0.99	2.52	12.90	21.40%	15	15	Muy Plástica	0	1.53
9	ML	0.40	16.20	2.00	1.00	0.40	13.30	44.90%	18	18	Plástica	0	1.84
10	SM	3.20	19.40	2.00	1.00	3.20	16.50	27.80%	15	13	No Plástica	31	0.00
11	PT	4.30	23.70	1.05	0.05	0.22	16.71	250.10%	11	11	-	0	0.00
12	CL	1.30	25.00	1.99	0.99	1.29	18.00	25.00%	13	13	Plástica	0	1.33
13	SM	0.48	25.48	1.90	0.90	0.43	18.43	21.40%	15	12	No Plástica	31	0.00

**TABLA III-7
PARÁMETROS GEOTÉCNICOS**

Entrato	Pilar Izquierdo (810.760 - 784.770) (S-3)												
	SUCS	e (m)	Prof. (m)	γ_N (gr/cm ³)	γ_s (gr/cm ³)	σ'_v parcial	σ'_v acum	ω (%)	N_{spt}	N_{corr}	Característica	ϕ°	c (kg/cm ²)
1	CL	1.00	1.00	1.60	0.60	0.60	0.60	-	3	3	Plástica	0	0.31
2	ML	1.50	2.50	1.60	0.60	0.90	1.50	18.80%	4	4	No Plástica	28	0.00
3	OH	0.85	3.35	1.62	0.62	0.53	2.03	100.70%	7	7	Muy Plástica	0	0.66
4	SM	5.25	8.60	1.70	0.70	3.68	5.70	13.30%	8	10	No Plástica	30	0.00
5	PT	1.00	9.60	1.97	0.97	0.97	6.67	142.70%	11	11	-	0	0.00
6	SC	0.40	10.00	1.95	0.95	0.38	7.05	16.20%	11	12	No Plástica	31	0.00
7	CH	1.50	11.50	2.02	1.02	1.53	8.58	27.10%	12	12	Muy Plástica	0	1.22
8	SM	1.50	13.00	2.00	1.00	1.50	10.08	17.40%	17	17	No Plástica	32	0.00
9	SC	1.25	14.25	2.00	1.00	1.25	11.33	19.70%	10	10	Muy Plástica	0	1.02
10	CH	1.25	15.50	2.00	1.00	1.25	12.58	25.80%	8	8	Muy Plástica	0	0.82
11	CL	1.20	16.70	2.00	1.00	1.20	13.78	28.40%	9	9	Plástica	0	0.95
12	ML	0.50	17.20	1.90	0.90	0.45	14.23	21.70%	19	17	No Plástica	32	0.00
13	SM	4.00	21.20	2.00	1.00	4.00	18.23	16.00%	34	27	No Plástica	35	0.00
14	PT	4.30	25.50	1.13	0.13	0.56	18.79	233.10%	13	10	No Plástica	30	0.00
15	ML	0.49	25.99	1.90	0.90	0.44	19.23	30.80%	16	13	No Plástica	31	0.00

TABLA III-8
PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Estrato	Estrbo Izquierdo (810.570 - 785.070) (S-4)												
	SUCS	e (m)	Prof. (m)	γ_N (gr/cm ³)	γ_s (gr/cm ³)	σ'_v parcial	σ'_v acum	ω (%)	N_{spt}	N_{corr}	Característica	ϕ°	c (kg/cm ²)
1	CL	2.00	2.00	1.60	0.60	1.20	1.20	26.50%	5	5	Plástica	0	0.51
2	ML	2.00	4.00	1.65	0.65	1.30	2.50	31.60%	10	15	No Plástica	32	0.00
3	SM	2.35	6.35	1.70	0.70	1.65	4.15	19.10%	12	16	No Plástica	32	0.00
4	SP	0.70	7.05	1.75	0.75	0.53	4.67	12.50%	11	14	No Plástica	31	0.00
5	CL	2.15	9.20	2.22	1.22	2.62	7.29	17.10%	13	13	Plástica	0	1.33
6	SM	3.60	12.80	2.00	1.00	3.60	10.89	21.10%	17	17	No Plástica	32	0.00
7	CH	2.20	15.00	2.00	1.00	2.20	13.09	25.80%	9	9	Muy Plástica	0	0.89
8	ML	2.00	17.00	2.00	1.00	2.00	15.09	23.30%	28	24	No Plástica	34	0.00
9	SM	3.20	20.20	2.00	1.00	3.20	18.29	20.00%	34	27	No Plástica	35	0.00
10	PT	3.10	23.30	1.46	0.46	1.43	19.72	135.00%	17	13	No Plástica	31	0.00
11	CL	1.70	25.00	2.00	1.00	1.70	21.42	29.10%	13	13	Plástica	0	1.28
12	SM	0.50	25.50	2.00	1.00	0.50	21.92	16.20%	25	19	No Plástica	33	0.00

ANEXO IV
ANÁLISIS DE COSTOS DEL
PROCESO DE HINCADO CON
RENDIMIENTOS DE OBRA

Obra : **PUENTE YURACYACU**
 Contratista : **CARLOS LI CARRILLO S.A. BEDOYA S.A ASOCIADOS**
 Supervisión : **SERCONSULT S.A.**
 Propietario : **Proyecto Especial Alto Mayo (PEAM)**
 Fecha : **Diciembre 1,999**

PRESUPUESTO

Factor de relacion (Vol. Extraido/Vol. Hincado) -----> 2

ITEM	DESCRIPCION PARTIDA	UNIDAD	METRADO	P. U.	PARCIAL	SUB TOTAL
01.00.00	<u>OBRAS PRELIMINARES</u>					
01.01.00	MONTAJE Y DESMONTAJE DE CAMPANA NEUMATICA	UND	3.00	9,566.00	28,698.00	28,698.00
02.00.00	<u>OBRAS COMPLEMENTARIAS</u>					
02.01.00	ESTRUCTURAS DE ACERO Y MADERA PARA LASTRE	GLB	2.00	5,899.61	11,799.22	
02.02.00	COLOCACION DE LASTRE EN PLATAFORMA	M3	250.00	105.80	26,450.00	38,249.22
03.00.00	<u>HINCADO DE CILINDROS DE CIMENTACION</u>					
03.01.00	HINCADO DE ESTRIBOS	ML	4.06	10,337.54	41,970.40	
03.02.00	HINCADO DE PILARES	ML	7.40	19,045.79	140,938.82	182,909.22

Costo Directo	249,856.44
Gastos Generales (20.02264%)	50,027.86
Sub Total 1	299,884.29
Utilidades (6%)	17,993.06
Sub Total 2	317,877.35
I. G. V. (18%)	57,217.92
TOTAL PRESUPUESTO	375,095.28

Obra : **PUENTE YURACYACU**
 Contratista : **CARLOS LI CARRILLO S.A. BEDOYA S.A ASOCIADOS**
 Supervisión : **SERCONSULT S.A.**
 Propietario : **Proyecto Especial Alto Mayo (PEAM)**
 Fecha : **Diciembre 1, 1999**

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

01.01.00 MONTAJE Y DESMONTAJE DE CAMPANA NEUMATICA

Rendimiento (UND/día)		0.10		Precio Unitario		S/.		9,566.00
CODIGO	INSUMO	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	PARCIAL	SUB_TOTAL	
	<u>Materiales</u>							
295102	OXIGENO	LBS	-	8,000.00	0.05	400.00		
295104	ACETILENO	LB.	-	4,000.00	0.05	200.00		
295594	SOLDADURA CELLOCORD	KG.	-	40.00	7.35	294.00		894.00
	<u>Mano de obra</u>							
470101	CAPATAZ	HH	0.20	16.00	10.00	160.00		
470102	OPERARIO	HH	2.00	160.00	8.00	1280.00		
470103	OFICIAL	HH	1.00	80.00	7.00	560.00		
470104	PEON	HH	6.00	480.00	6.00	2880.00		4,880.00
	<u>Equipo</u>							
480720	EQUIPO DE CORTE Y SOLDEO (OXI-ACET)	HM.	0.50	40.00	1.40	56.00		
482104	SOLDADORA	H.M	0.50	40.00	1.40	56.00		
496143	GRUA 30 TN	H.M	0.20	16.00	230.00	3680.00		3,792.00

Obra : **PUENTE YURACYACU**
 Contratista : **CARLOS LI CARRILLO S.A. BEDOYA S.A ASOCIADOS**
 Supervisión : **SERCONSULT S.A.**
 Propietario : **Proyecto Especial Alto Mayo (PEAM)**
 Fecha : **Diciembre 1,999**

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

02.01.00 ESTRUCTURAS DE ACERO Y MADERA PARA LASTRE

Rendimiento (GLB/día)		0.30	Precio Unitario		S/.	5,899.61	
CODIGO	INSUMO	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	PARCIAL	SUB_TOTAL
	Materiales						
020449	ALAMBRE #8	KG	-	50.00	1.90	95.00	
020450	ALAMBRE #16	KG	-	25.00	1.90	47.50	
021091	CLAVOS	KG	-	10.00	1.86	18.60	
435732	MADERA 1" X 6" X 9'	PZA	-	100.00	10.00	1000.00	
513411	VIGA ALVEOLAR 1 0.55X10.58	UND	-	6.00	5.00	30.00	1191.10
	Mano de obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.20	5.33	10.00	53.30	
470102	OPERARIO	HH	3.00	80.00	8.00	640.00	
470104	PEON	HH	5.00	133.33	6.00	799.98	1493.28
	Equipo						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	-	10%	1493.28	149.33	
496143	GRUA 30 TN	H.M	0.50	13.33	230.00	3065.90	3215.23

Obra : **PUENTE YURACYACU**
 Contratista : **CARLOS LI CARRILLO S.A. BEDOYA S.A ASOCIADOS**
 Supervisión : **SERCONSULT S.A.**
 Propietario : **Proyecto Especial Alto Mayo (PEAM)**
 Fecha : **Diciembre 1, 1999**

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

02.02.00 COLOCACION DE LASTRE EN PLATAFORMA

Rendimiento (M3/día)		10.00			Precio Unitario		S/.	105.80
CODIGO	INSUMO	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	PARCIAL	SUB_TOTAL	
309975	Materiales BOLSAS DE POLIETILENO	CTO	-	0.25	300.00	75.00	75.00	
	Mano de obra							
470101	CAPATAZ	HH	0.50	0.40	10.00	4.00		
470104	PEON	HH	5.00	4.00	6.00	24.00	28.00	
	Equipo							
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	-	10%	28.00	2.80	2.80	

Obra : **PUENTE YURACYACU**
 Contratista : **CARLOS LI CARRILLO S.A. BEDOYA S.A ASOCIADOS**
 Supervisión : **SERCONSULT S.A.**
 Propietario : **Proyecto Especial Alto Mayo (PEAM)**
 Fecha : **Diciembre 1, 1999**

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

03.01.00 HINCADO DE ESTRIBOS

Rendimiento (ML /día)		0.53			Precio Unitario		S/.	10,337.54
CODIGO	INSUMO	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	PARCIAL	SUB_TOTAL	
930101	EXCAVACION MANUAL CON CAMPANA NEUMATICA	M3	-	39.27	203.34	7,984.96		
930201	APLICACION DE BOQUILLAZO	GLB	-	3.79	48.15	182.23		
930301	APLICACION DE LODO BENTONITICO EN PARED	M3	-	2.51	863.44	2,170.34	10337.54	

03.02.00 HINCADO DE PILARES

Rendimiento (ML /día)		0.27			Precio Unitario		S/.	19,046.79
CODIGO	INSUMO	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	PARCIAL	SUB_TOTAL	
930101	EXCAVACION MANUAL CON CAMPANA NEUMATICA	M3	-	76.97	203.34	15,650.52	-	
930201	APLICACION DE BOQUILLAZO	GLB	-	7.42	48.15	357.18	-	
930301	APLICACION DE LODO BENTONITICO EN PARED	M3	-	3.52	863.44	3,038.09	19,046.79	

Obra : **PUENTE YURACYACU**
 Contratista : **CARLOS LI CARRILLO S.A. BEDOYA S.A ASOCIADOS**
 Supervisión : **SERCONSULT S.A.**
 Propietario : **Proyecto Especial Alto Mayo (PEAM)**
 Fecha : **Diciembre 1, 1999**

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PARTIDAS INSUMO

A. EXCAVACION MANUAL CON CAMPANA NEUMATICA

		20.75				203.34	
		Rendimiento (M3/día)				S/.	
CODIGO	INSUMO	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	PARCIAL	SUB_TOTAL
	<u>Materiales</u>						
295102	INTERCOMUNICADOR: CAMPANA NEUMATICA	GLB	-	0.0010	500.00	0.50	0.50
	<u>Mano de obra</u>						
470101	CAPATAZ	HH	0.21	0.08	10.00	0.80	
470102	OPERARIO	HH	6.23	2.40	8.00	19.20	
470103	OFICIAL	HH	6.23	2.40	7.00	16.80	
470104	PEON	HH	29.05	11.20	6.00	67.20	104.00
	<u>Equipo</u>						
	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	-	5%	104.00	5.20	
	CAMPANA NEUMATICA	HM.	1.03	0.40	50.00	19.92	
480720	ELECTROCOMPRESORA 2400 PCM	HM.	0.52	0.20	100.00	19.92	
482104	ELECTROCOMPRESORA 740 PCM	H.M	0.52	0.20	100.00	19.92	
	WINCHE CON MOTOR ELECTRICO	HM.	1.03	0.40	30.00	11.95	
496143	GRUPO ELECTROGENO 230 HP 150 KW	H.M	0.52	0.20	110.00	21.92	98.84

Obra : **PUENTE YURACYACU**
 Contratista : **CARLOS LI CARRILLO S.A. BEDOYA S.A ASOCIADOS**
 Supervisión : **SERCONSULT S.A.**
 Propietario : **Proyecto Especial Alto Mayo (PEAM)**
 Fecha : **Diciembre 1, 1999**

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

B. APLICACIÓN DE BOQUILLAZO

Rendimiento (GLB/día)		6.00			Precio Unitario		Si.	48.15
CODIGO	INSUMO	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	PARCIAL	SUB TOTAL	
	Materiales							
295102	OXIGENO	LBS	-	25.0000	0.05	1.25		
	PERNO G° 11 1"x4"	UND		1.0000	15.00	15.00		
	ACETILENO	LBS	-	25.0000	0.05	1.25	17.50	
	Mano de obra							
470101	CAPATAZ	HH	0.10	0.13	10.00	1.30		
470102	OPERARIO	HH	1.00	1.33	8.00	10.67		
470103	OFICIAL	HH	1.00	1.33	7.00	9.33		
470104	PEON	HH	1.00	1.33	6.00	8.00	29.30	
	Equipo							
	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3%	29.30	0.88		
	EQUIPO DE CORTE Y SOLDEO (OXI-ACET)	HM.	0.25	0.33	1.40	0.47	1.35	

Obra : **PUENTE YURACYACU**
 Contratista : **CARLOS LI CARRILLO S.A. BEDOYA S.A ASOCIADOS**
 Supervisión : **SERCONSULT S.A.**
 Propietario : **Proyecto Especial Alto Mayo (PEAM)**
 Fecha : **Diciembre 1,999**

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

C. APLICACIÓN DE LODO BENTONITICO EN LA PARED

CODIGO	INSUMO	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	Precio Unitario		SUB_TOTAL
					PRECIO	PARCIAL	
	Rendimiento (M3/día)		1.00				863.44
	Materiales						
295102	BENTONITA SODICA	KG	-	150.0000	4.00	600.00	
	AGUA	M3	-	1.0000	8.00	8.00	608.00
	Mano de obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.10	0.80	10.00	8.00	
470102	OPERARIO	HH	3.00	24.00	8.00	192.00	
470104	PEON	HH	1.00	8.00	6.00	48.00	248.00
	Equipo						
	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3%	248.00	7.44	7.44

ANEXO V

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE GUÍA PARA EL HINCADO

DISEÑO DE ELEMENTOS PUNTAL DE GUÍA PARA EL HINCADO

Obra : Cimentación Puente Bolognesi - Piura

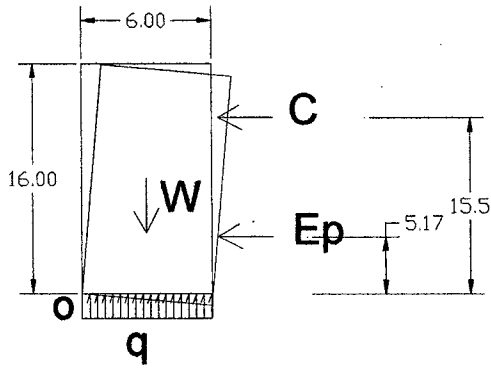
Antecedentes

En el hincado de los caissons del puente Bolognesi se construyeron estructuras de guía para el hincado las cuales funcionaron de manera eficiente para controlar los desplomes por cabeceo sin embargo, fue inevitable controlar el desplome por desplazamiento del borde cortante que se manifestaba por la excesiva proximidad al estribo existente (2.00 m.) posteriormente las excentricidades se compensaron con un ensanchamiento en la base de apoyo. Se muestra a continuación las notas de cálculo que se utilizó para el diseño de dichas estructuras provisionales.

I.- DETERMINACIÓN DE LA FUERZA LATERAL POR DESPLOME

En la eventualidad de un pequeño desplome del caisson durante el proceso de hincado intervienen las fuerzas que graficamos a continuación:

Angulo de fricción
interna de la arena
 $\phi = 37^\circ$



Donde:

C: Fuerza de "cabeceo"

Ep: Empuje pasivo del suelo contra la pared del caisson (se considera solo el 14% debido a la aplicación de lodo bentonítico)

q: Carga distribuida de reacción en el borde cortante

W: Peso propio del caisson (330 ton)

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2$$

$$\gamma = 1.9 \text{ ton/m}^3$$

$$K_p = \text{tg}^2(45 + \phi/2) = 4.02$$

$$H = 15.50 \text{ m.}$$

Reemplazando datos:

$$E_p = 128.45 \text{ ton.}$$

*** Cálculo de "q"**

Asumiendo una capacidad portante del suelo de $\sigma_t = 2 \text{ kg/cm}^2$

$$R = \sigma_t A_{\text{sección anular}}$$

$$A_{\text{sección anular}} = \pi(3.10^2 - 2.95^2) = 2.85 \text{ m}^2$$

$$R = 20 \times 2.85 = 57 \text{ ton.}$$

Luego: $q = R/\text{Diámetro del caisson} = 57/6 = 9.5 \text{ ton/m}$

$$q = 9.5 \text{ ton/m}$$

*** Determinación de C fuerza de compresión al puntal**

$$\Sigma m_o = 0 \quad (\text{segunda condición de equilibrio})$$

$$Wx3 = Cx15.5 + E_p \times 5.17 + q \times 6^2 / 2$$

$$330x3 = Cx15.5 + 128.45x5.17 + 9.5x18$$

De donde:

$$C = 10 \text{ ton.}$$

*** Determinación del empuje pasivo (Fp) detrás del dado de concreto que servirá de apoyo al puntal (a = 3.00 m; h= 1.20 m)**

$$F_p = \frac{1}{2} K_p \gamma h^2$$

$$F_p = \frac{1}{2} \times 4.02 \times 1.9 \times 1.2^2$$

$$F_p = 16.50 \text{ ton.}$$

*** Factor de seguridad al desplazamiento FS**

$$FS = F_p / C$$

$$FS = 16.50 / 10$$

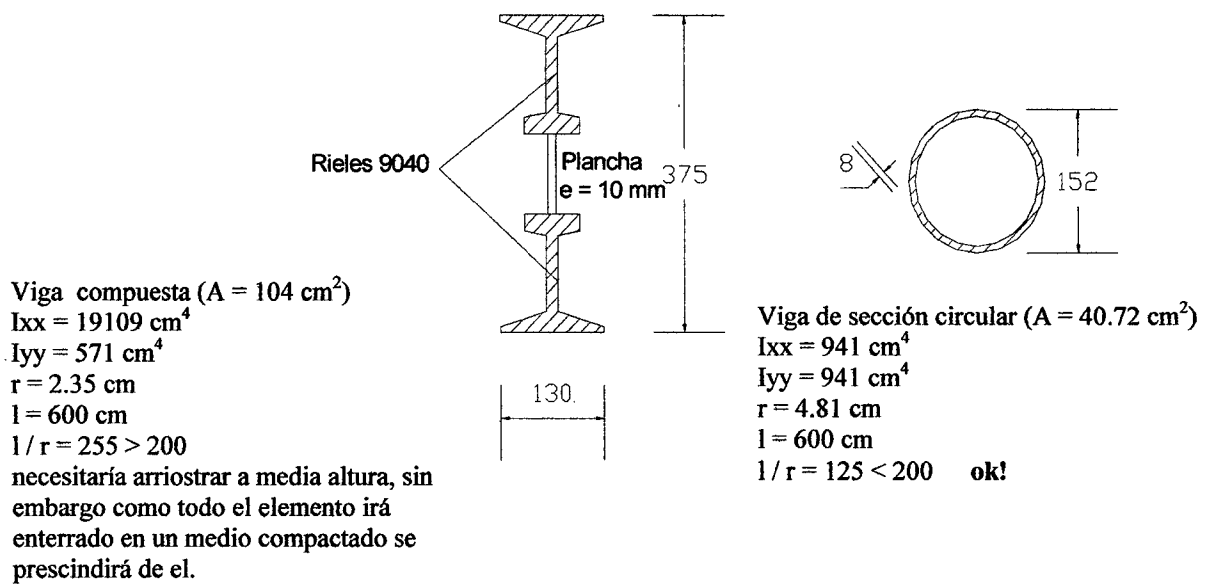
$$FS = 1.65$$

Siendo un valor aceptable por cuanto no se ha considerado la influencia de la fricción que también actúa en el dado de apoyo.

Luego se dispone que los elementos puntales sean metálicos que deben ser verificados si satisfacen las condiciones de esfuerzos a que van a ser sometidos. Estos elementos puntales se construyeron de 6 m de longitud para tener una distancia prudencial de la pared del caisson en el extremo

que toca al caisson tiene acoplado un rodillo también metálico y en el otro extremo está empotrado a un dado de concreto ciclópeo de 3x1x1.2 m.

II .- VERIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS O PUNTALES UTILIZADOS



* VERIFICACIÓN A LA COMPRESIÓN DE LOS PUNTALES

La carga axial de sollicitación es de 15 ton.

El esfuerzo admisible se calculará mediante la fórmula siguiente:

$$f_a = 1336 - 7 L / r \quad (\text{Ref. United States Steel Product, Pág. 514})$$

- SECCIÓN CIRCULAR

$$f_a = 1336 - 7 \times 125 = 461 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$F_a = 461 * 40.72 = 19 \text{ ton} > 15 \text{ ton} \quad \mathbf{Ok!}$$

- **SECCIÓN COMPUESTA**

$$f_a = 1336 - 7 \times 112.5 = 549 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$F_a = 549 \times 104 = 57 \text{ ton.} \gg 15 \text{ ton.} \quad \mathbf{Ok!}$$

ANEXO VI
RECORD DE HINCADO

TABLA 6.1

**RESUMEN DE HINCADO DE CAISSONS, MARGEN DERECHA
RESPECTO AL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE HINCADO UTILIZADO**

MES	ESTRIBO DERECHO				PILAR DERECHO			
	PROCED.HINCADO		HINC. PARC	HINC. ACUM	PROCED.HINCADO		HINC. PARC	HINC. ACUM
	SISTEMA	INICIO/TERM.	m.	m.	SISTEMA	INICIO/TERM.	m.	m.
Abr-98		12.04.98 (I)						
	Cajon Abierto		3.60	3.60			0.00	
May-98								
	Cajon Abierto		1.75	5.35			0.00	
Jun-98								
	Cajon Abierto		1.60	6.95			0.00	
Jul-98								
	Cajon Abierto		3.21	10.16	Cajon Abierto	0.1.07.98 (I)	4.57	4.57
Ago-98								
	Cajon Abierto		1.95	12.11	Cajon Abierto		4.92	9.49
Sep-98								
	Cajon Abierto		4.27	16.38	Cajon Abierto		5.52	15.01
Oct-98								
	Cajon Abierto	05.10.98 (T)		17.24				
	Air Lift	24.10.98 (I)	0.88	17.26	Cajon Abierto	0.7.10.98 (T)	0.82	15.83
Nov-98								
	Air Lift		2.01	19.27	Suspendido		0.00	15.83
Dic-98								
	Air Lift	06.12.98 (T)	0.14	19.41	Air Lift	0.7.12.98 (I)	1.59	17.42
ENERO-99								
	Suspendido		0.00	19.41	Air Lift	23.01.99 (T)	1.74	19.16
FEBRERO-99								
	Suspendido		0.00	19.41	Suspendido		0.00	19.16
MARZO-99								
	Suspendido		0.00	19.41	Suspendido		0.00	19.16
ABRIL-99								
	Suspendido		0.00	19.41	Suspendido		0.00	19.16
MAYO-99								
	Air Lift Mixto (*)	03.05.99 (I)	1.62	21.03	Suspendido		0.00	19.16
JUNIO-99								
	Air Lift Mixto (*)	03.06.99 (T)	0.35	21.38	Suspendido		0.00	19.16
JULIO-99								
	Suspendido		0.00	21.38	Suspendido		0.00	19.16
AGOSTO-99								
	Suspendido		0.00	21.38	Suspendido		0.00	19.16
SETIEMBRE-99								
	Suspendido		0.00	21.38	Air Lift(Ender.)	20.09.99 (I)	0.14	19.30
OCTUBRE -99								
	Camp. Neum.	16.10.99(I)		21.49	Air Lift(Ender.)		0.00	19.30
			0.93	22.31				
NOVIEMBRE -99								
	Camp. Neum.		0.34	22.65	Air Lift(Ender.)		0.00	19.30
DICIEMBRE- 99								
	Camp. Neum.	27.12.99(T)	0.97	23.62	Air Lift(Ender.)	23.12.99 (T)	0.00	19.30

(*) Se utilizo un sistema mixto, empleando lastre mas bombas, con carga asimetrica para corregir el desplome.

TABLA 6.2

**RESUMEN DE HINCADO DE CAISSONS, MARGEN IZQUIERDA
RESPECTO AL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE HINCADO UTILIZADO**

MES	PILAR IZQUIERDO				ESTRIBO IZQUIERDO			
	PROCED.HINCADO		HINC. PARC m.	HINC. ACUM m.	PROCED.HINCADO		HINC. PARC m.	HINC. ACUM m.
	SISTEMA	INICIO/TERM.			SISTEMA	INICIO/TERM.		
Abr-98					Cajon Abierto	02.04.98 (I)	4.52	4.52
May-98	Cajon Abierto	13.05.98 (I)	1.99	1.99	Cajon Abierto		1.32	5.84
Jun-98	Cajon Abierto		7.47	9.46	Cajon Abierto		0.84	6.68
Jul-98	Cajon Abierto		1.00	10.46	Cajon Abierto		2.62	9.30
Ago-98	Cajon Abierto		5.16	15.62	Cajon Abierto		1.94	11.24
Sep-98	Cajon Abierto		3.40	19.02	Cajon Abierto		0.70	11.94
Oct-98	Cajon Abierto	14.10.98 (T)	0.10	19.12	Cajon Abierto	12.10.98 (T)	0.66	12.60
Nov-98	Suspendido		0.00	19.12	Suspendido		0.00	12.60
Dic-98	C. A. (*)	16.12.98 (I)	0.00	19.12	Suspendido		0.00	12.60
ENERO-99	C. A. (*)	16.01.99 (T)	0.07	19.19	Suspendido		0.00	12.60
FEBRERO-99	Suspendido		0.00	19.19	Suspendido		0.00	12.60
MARZO-99	Suspendido		0.00	19.19	Suspendido		0.00	12.60
ABRIL-99	Suspendido		0.00	19.19	Suspendido		0.00	12.60
MAYO-99	Suspendido		0.00	19.19	Suspendido		0.00	12.60
JUNIO-99	Suspendido		0.00	19.19	Suspendido		0.00	12.60
JULIO-99	Suspendido		0.00	19.19	Suspendido		0.00	12.60
AGOSTO-99	Suspendido		0.00	19.19	Suspendido		0.00	12.60
SETIEMBRE-99	Camp. Neum.	01.09.99 (I)	0.06	19.25	Air Lift	01.09.99 (I)	5.31	17.91
OCTUBRE -99	Camp. Neum.		0.44	19.69	Air Lift	06.10.99 (T)	0.05	17.96
NOVIEMBRE -99	Camp. Neum.	15.11.99 (T)	0.79	20.48	Suspendido		0.00	17.96
DICIEMBRE- 99	Suspendido		0.00	20.48	Suspendido		0.00	17.96
ENERO-2000	Suspendido		0.00	20.48	Camp. Neum.	03.01.2000(I) 12.01.2000(S)	1.87	19.83

(*) : Solo se efectuo el desarenado empleando Bomba + Almeja

Como se puede observar en los Cuadros 6.1 y 6.2, donde se muestra los descensos de los caissons en el tiempo y la metodología utilizada; se aprecia que en el inicio de las actividades no hay mayores problemas para el hincado. El hincado empieza a detenerse entre el quinto y sexto mes cuando los caissons han penetrado unos diecinueve metros aproximadamente. En esta etapa se puede decir que la obra ya estaba retrasada por que ya había pasado el 50% del plazo contractual y no se alcanzaba aún la cota de cimentación, esta situación evidencia que el principal problema es la falta de peso de los caissons proyectados para este puente. Las actividades que se realizaron posteriormente como Air Lift, Campana Neumática y adición de Lastre se aplicaron luego de paralizaciones prolongadas tuvieron relativo éxito, siendo el Air Lift el que tuvo mayor rendimiento hasta los diecinueve metros de hincado (8cm / día) y luego, con la implementación de la Campana Neumática, a profundidades mayores de veinte metros se tuvieron rendimientos de 3 cm / día alcanzando rendimientos excepcionales (1.87 m / día) cuando se aplicó bentonita y boquillazos simultáneamente.

La aplicación de un nuevo método de hincado se hizo cuando el anterior ya no daba resultados y los rendimientos siempre tendían a disminuir resultando, de esta manera, el hincado de los caissons una actividad no rentable para el Contratista.

ANEXO VII
FOTOGRAFÍAS y PLANOS

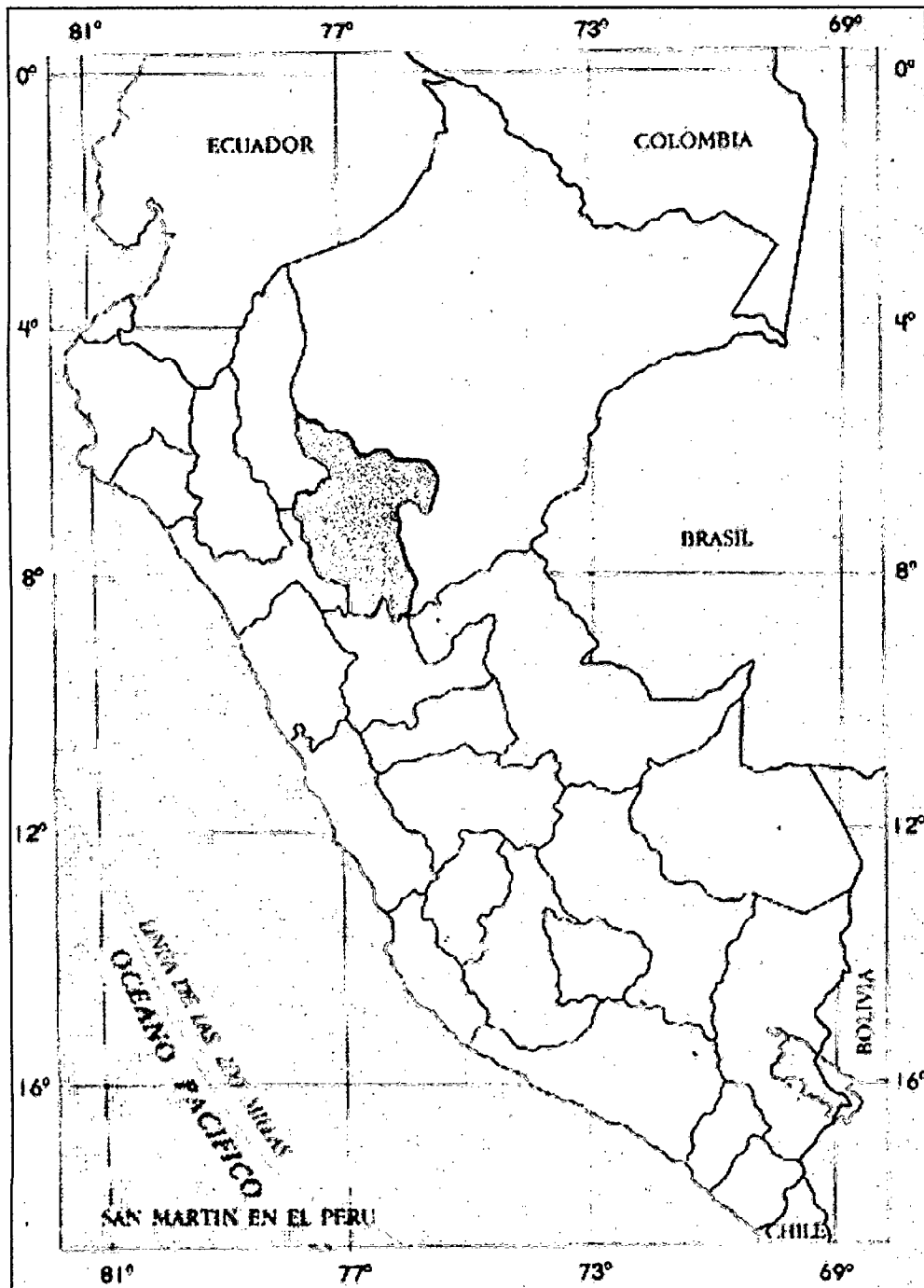


Figura N° 01 Ubicación del departamento de San Martín en el Perú

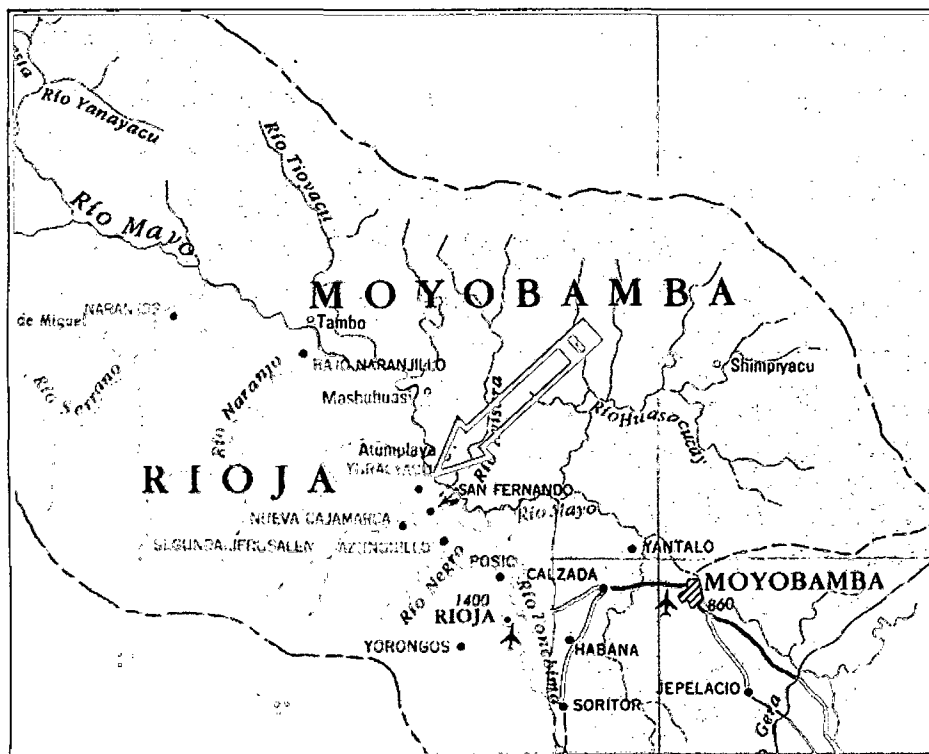
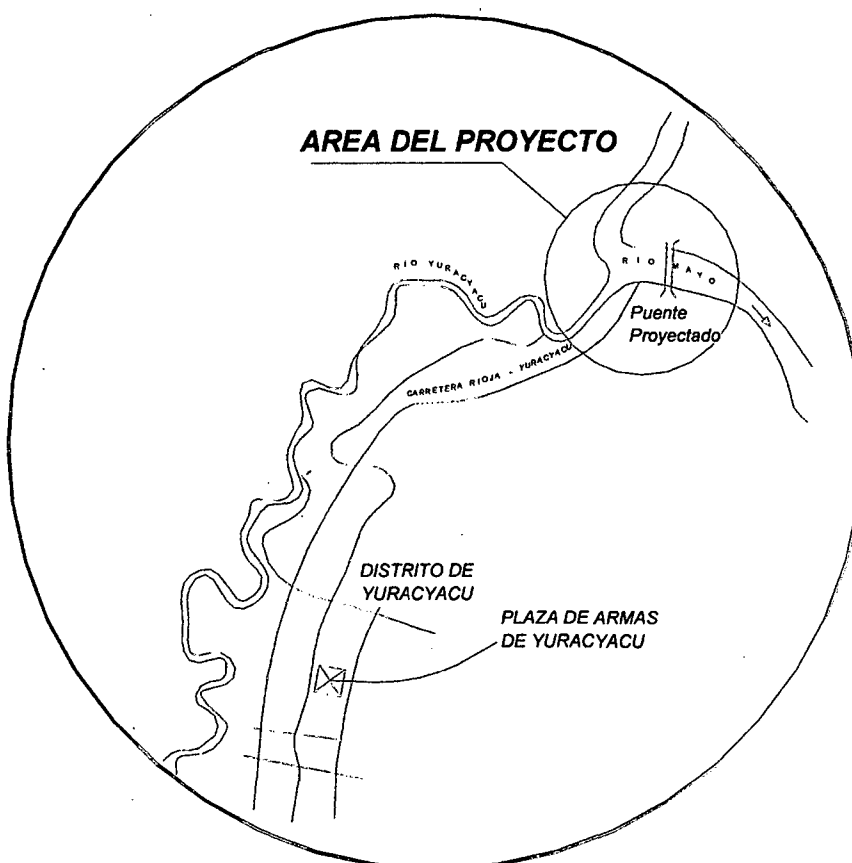


Figura N° 02 Ubicación de la obra en la localidad de Yuracyacu, distrito de Rioja en la frontera con la provincia de Moyobamba. El río Mayo es el límite natural. Dista 20 km de la carretera marginal de la selva.



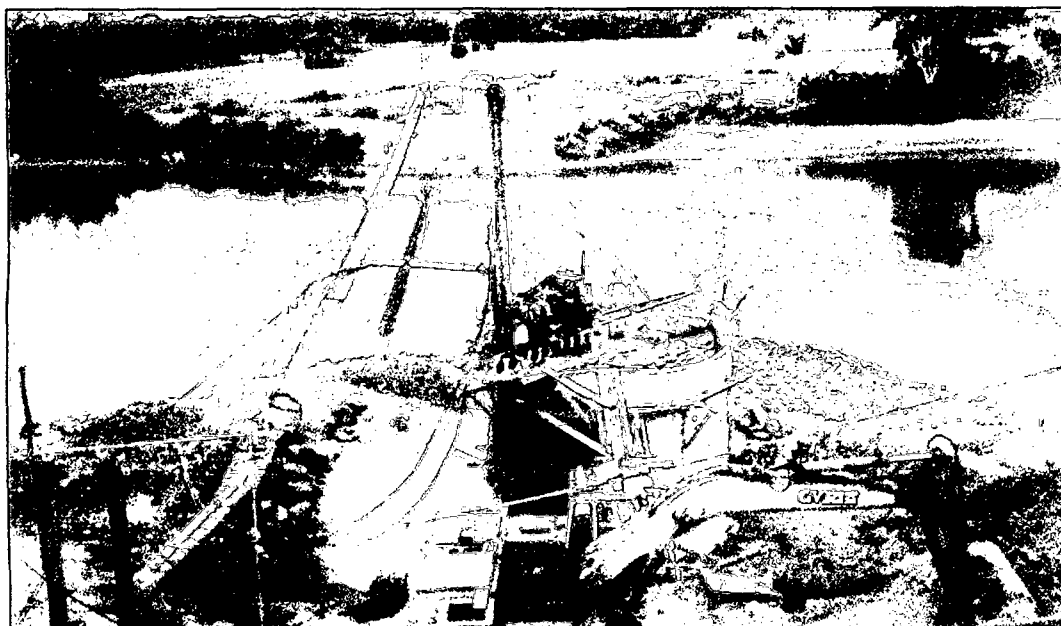


Foto N° 01 Vista desde la campana instalada en el estribo derecho, se aprecia la excavación con el air lift en el pilar izquierdo y el dique de protección.



Foto N° 02 Vista exterior del primer cuerpo de un caisson que posee un zócalo saliente de 10 cm que facilita el hincado.



Figura N° 03 Encuentro del borde cortante con un objeto de concreto simple esto representa un serio problema cuando se está excavando con máquina y bajo agua por la dificultad de visión que se tiene, la ventaja del caisson neumático en este caso es evidente.



Figura N° 04 Bombeo del agua freática del interior del caissons del estribo derecho se observa la cantidad de sólidos que se elimina.

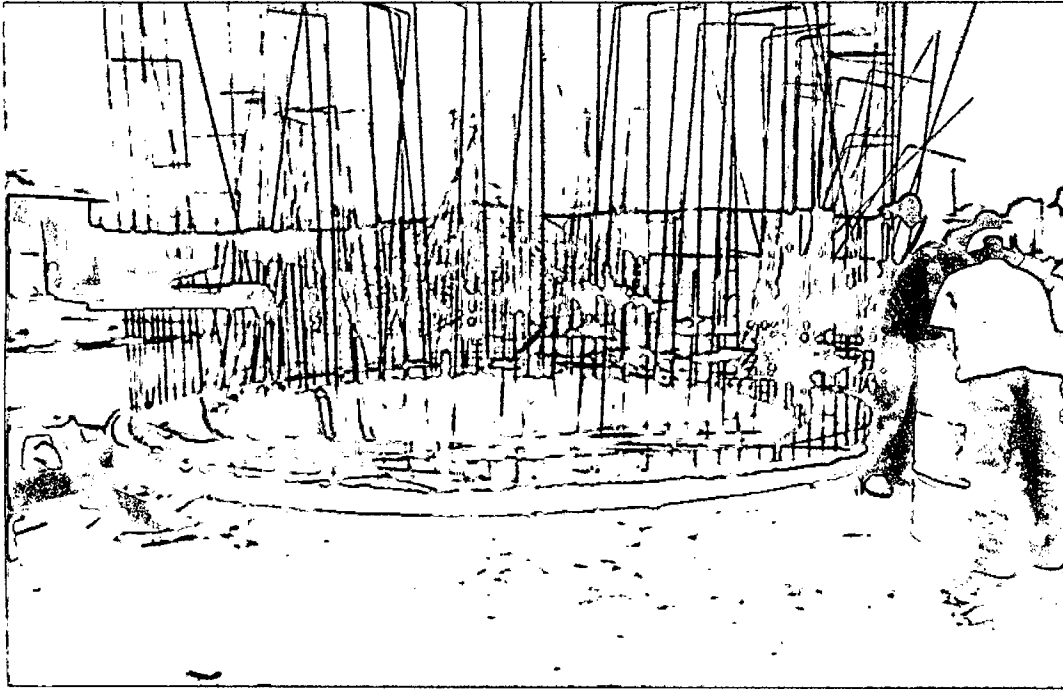


Figura N° 05 Culminación del hincado de un cuerpo en un caisson se dispone a habilitar el acero de refuerzo del siguiente cuerpo.

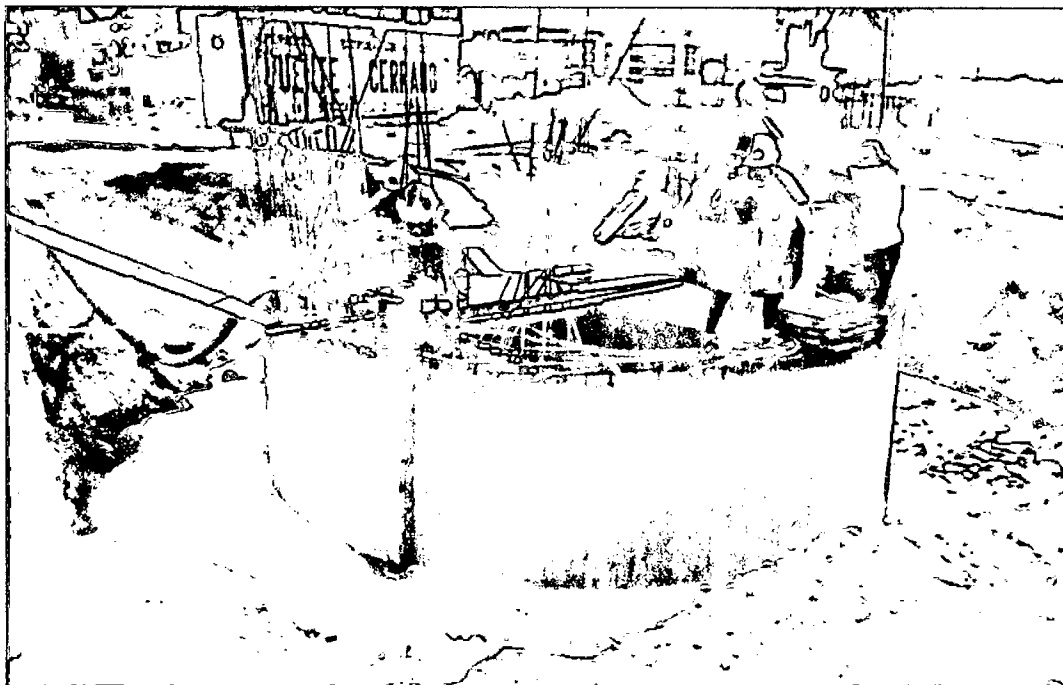


Figura N° 06 Foto correspondiente a la obra del puente Bolognesi en Piura en el se observa el trabajo de excavación y eliminación con winche el nivel de agua en el fondo del caisson se controla con una bomba de 4".

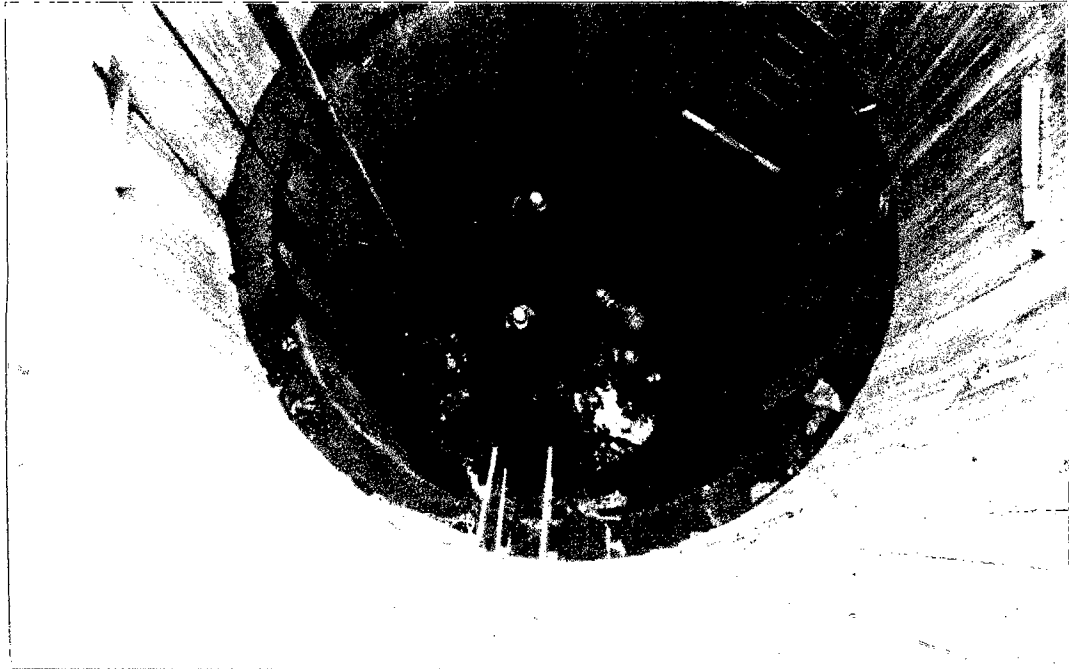


Foto N° 07 Excavación manual en el fondo de un caisson abierto aquí se observa la poca agua que hay en el fondo debido a la naturaleza del terreno circundante que tenía dos estratos bien definidos: los primeros 10 metros, suelo arenoso y el siguiente estrato limos y arcillas arenosas de baja permeabilidad. Cimentación puente Bolognesi – Piura.

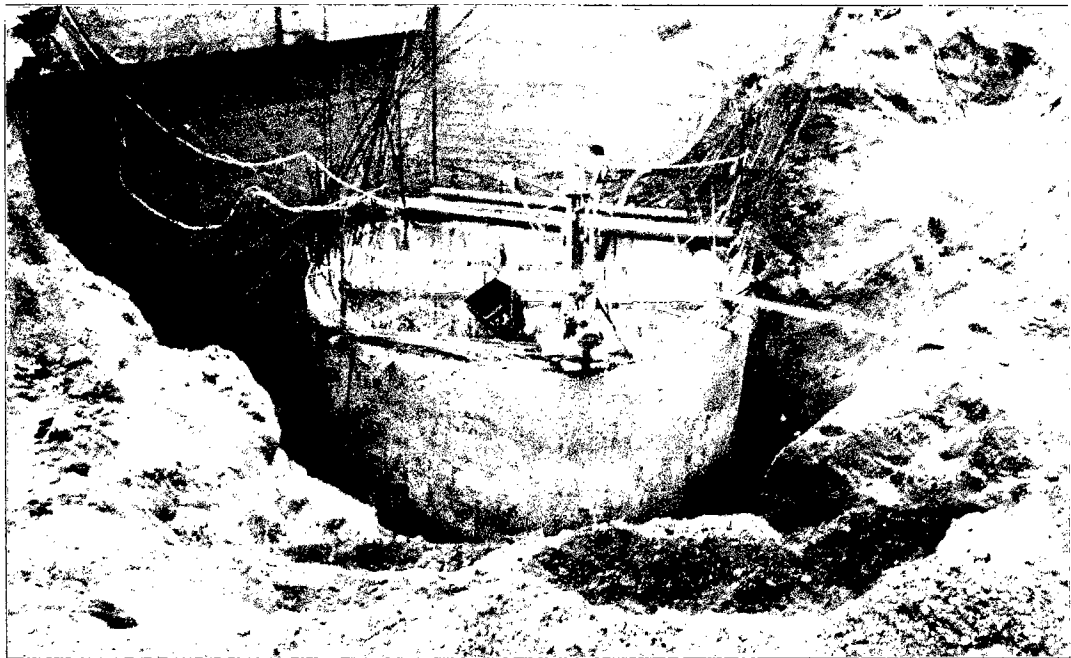


Figura N° 08 Otra vista del caisson en la que se tuvo que eliminar el terreno circundante hasta el nivel de zapata del estribo a fin de equilibrar las fuerzas laterales de empuje al caisson.



Figura N° 09 Vista exterior de un caisson muy cercano a una estructura existente el caisson tiende a acercarse hacia el estribo.

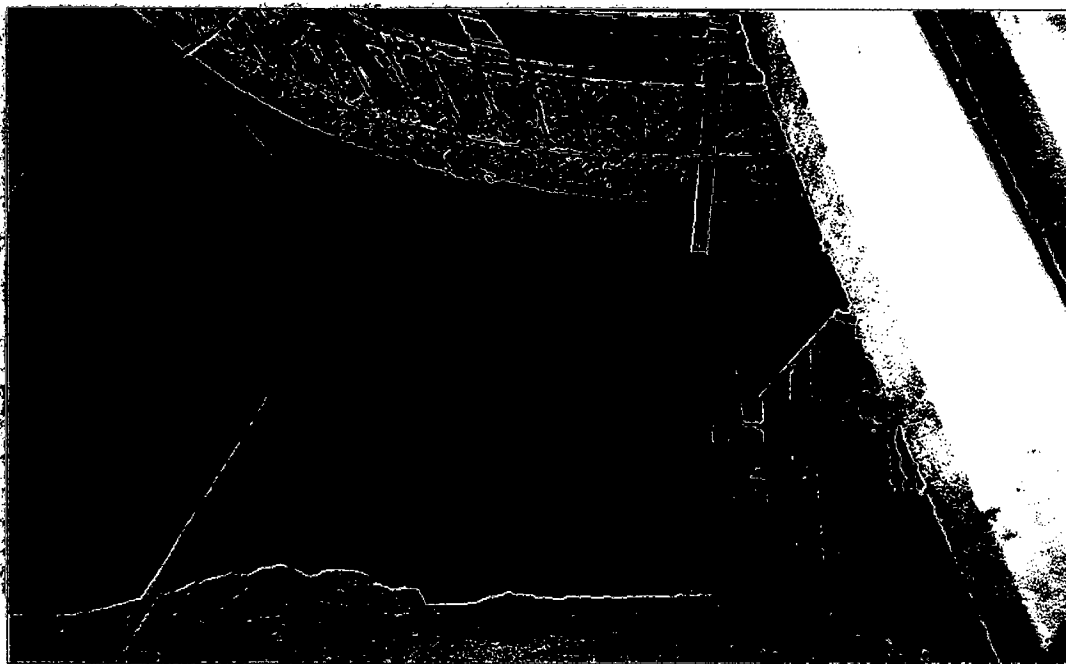


Foto N° 10 La cercanía de una estructura existente trae serios problemas de desplomes y desplazamientos, aquí se muestra una estructura que sirve de tope para evitar el acercamiento del caisson al estribo existente.

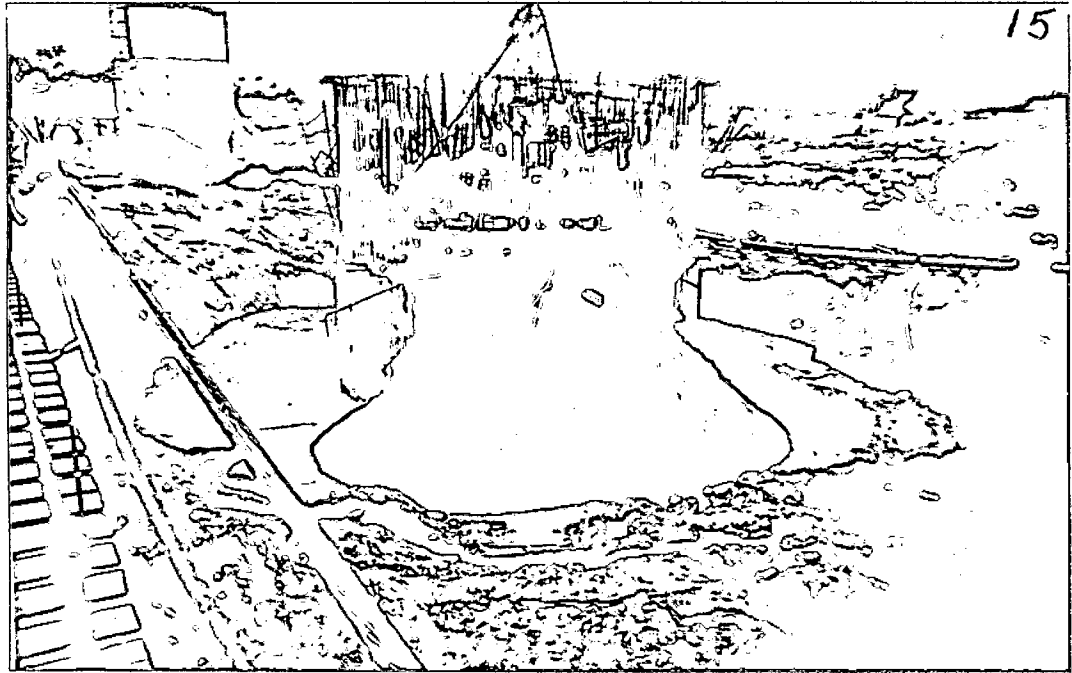


Foto N° 11 Excavación a pozo abierto en el pilar izquierdo se aprecia el winche eléctrico y acumulación de material de excavación.

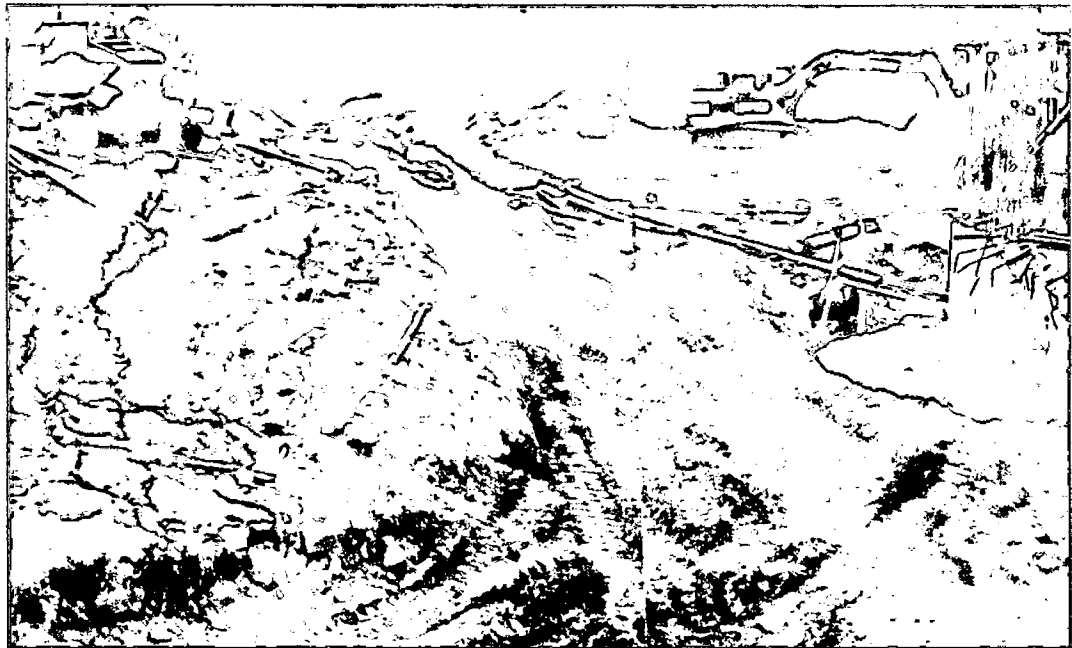


Foto N° 12 En esta fotografía se ilustra la protección del pilar izquierdo mediante un dique de tierra, se aprecia la manguera de impulsión de aguas freáticas y las grietas que se producen en el terreno cuando el caisson está descendiendo.

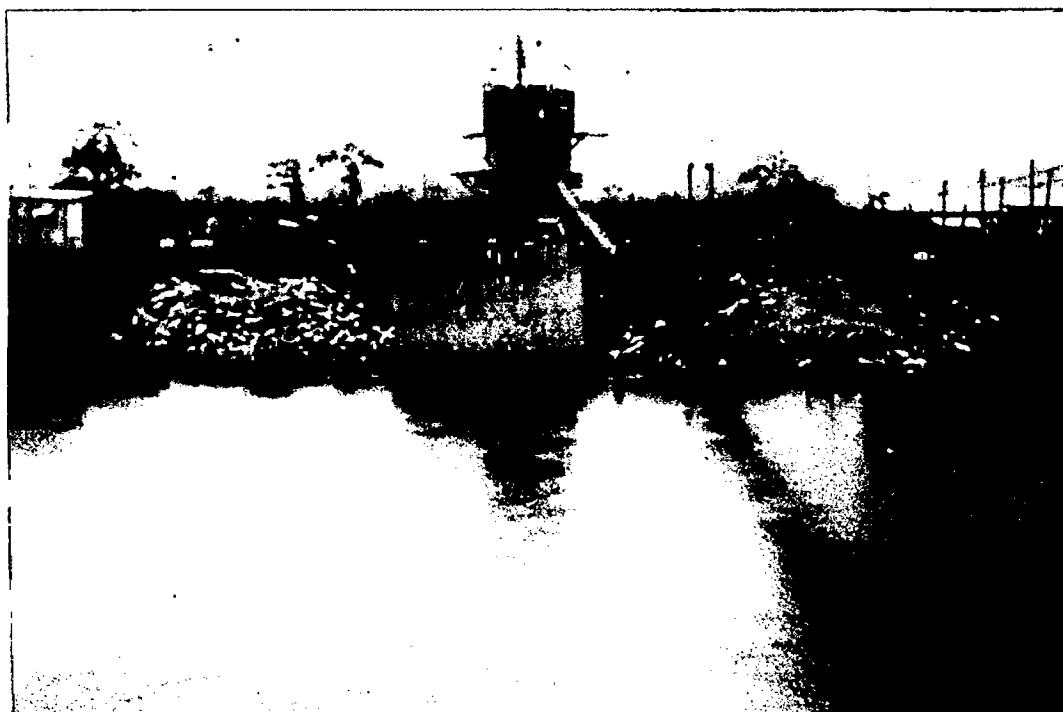


Figura N° 13 Vista del pilar derecho inclinado y acondicionamiento del caisson del estribo derecho para instalar la campana neumática.



Foto N° 14 Electrocompresora de 2,400 pcm que se utilizó para alimentar de aire comprimido a los caissons, se disponía otra de 740 pcm que se utilizaba en casos de emergencia.

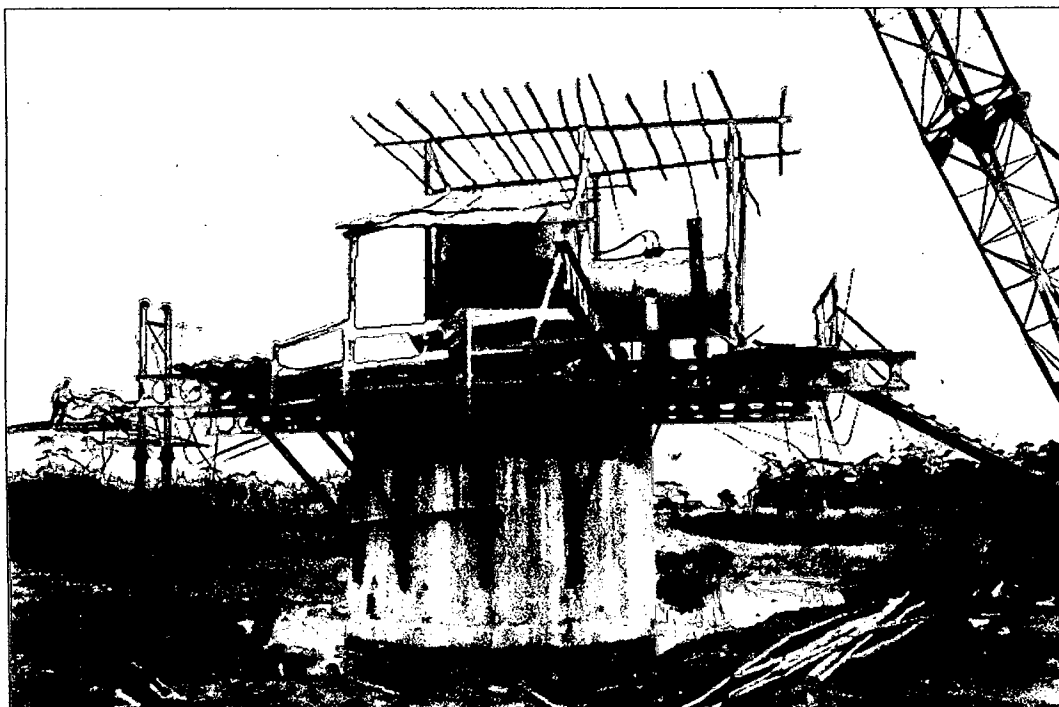


Foto N° 15 Montaje de la campana neumática en el estribo izquierdo.



Foto N° 16 Aparición de las primeras burbujas de aire comprimido en la superficie del terreno esto indica que se está estableciendo el equilibrio de presiones entre el aire y el agua.

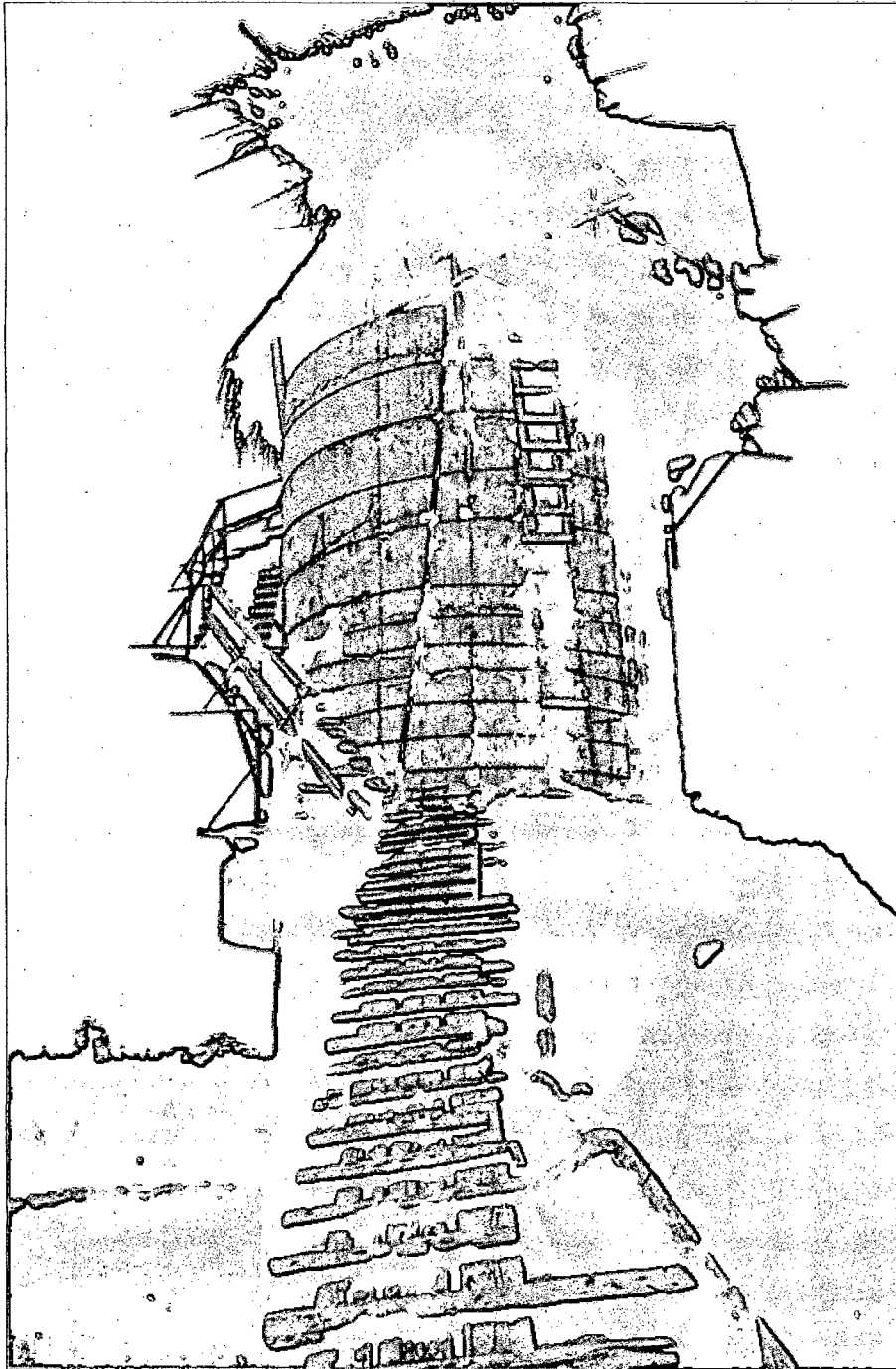


Figura N° 17 Estribo derecho en pleno trabajo con aire comprimido se observa la esbeltez que pone de manifiesto el poco diámetro que este caisson tenía.



Foto N° 18 Eliminación de agua del interior del caisson, se aprovecha la presión de aire en él para generar el gradiente hidráulico necesario.



Foto N° 19 Maniobras en el botadero de la campana neumática. Abriendo la compuerta del botadero para eliminar una tanda de suelo de excavación.



Foto N° 20 Obtención de la muestra de la caña partida. Prueba del SPT

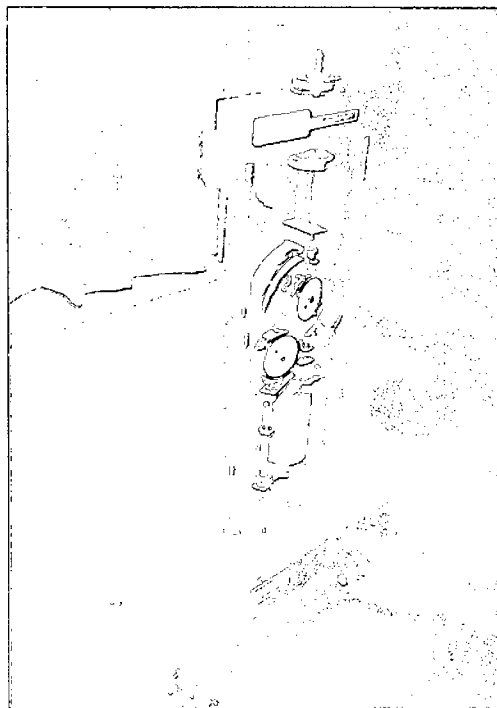
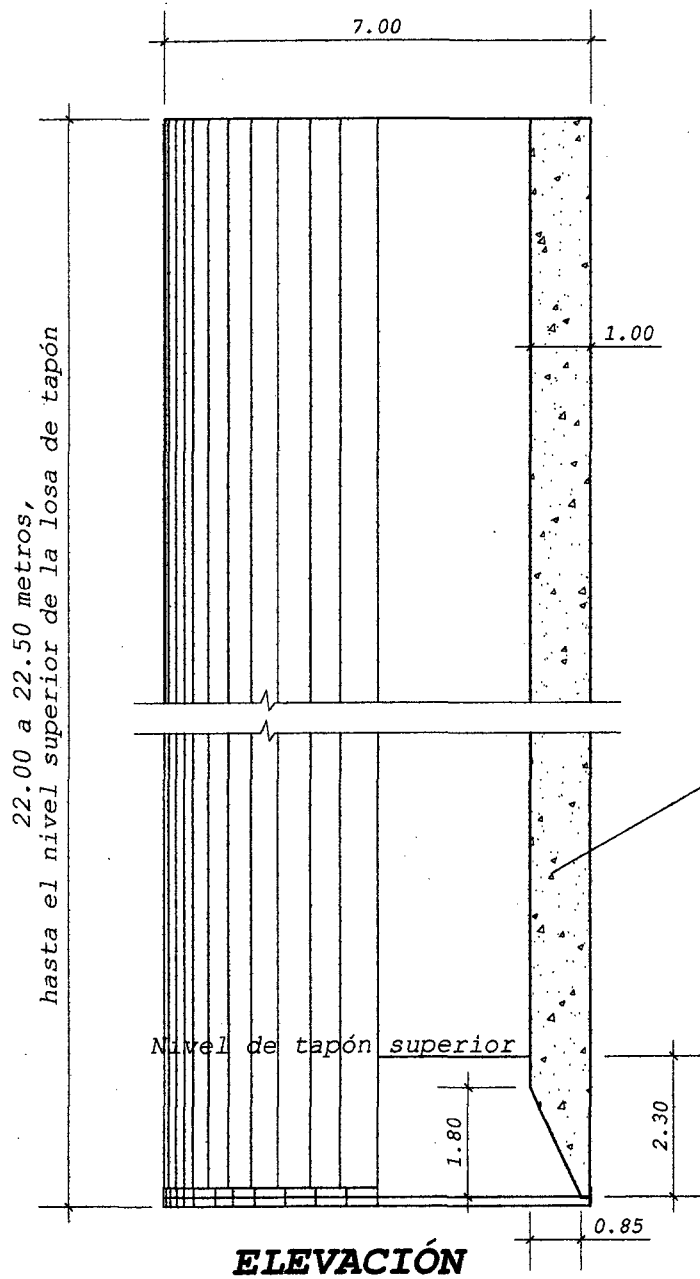


Foto N° 21 Aparato para determinar la resistencia a la compresión simple, parámetro importante en el estudio del suelo antes y después del hincado de los caissons.



Foto N° 22 Realización de la prueba de Penetración Estandar (SPT), con cuyos resultados se realiza el estudio de factibilidad del hincado de los caissons.



22.00 a 22.50 metros,
hasta el nivel superior de la losa de tapón

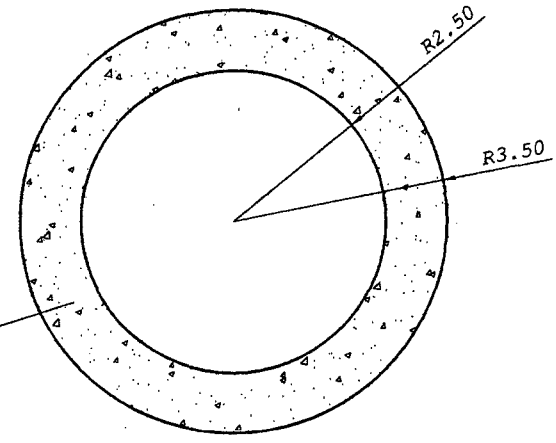
ELEVACIÓN

(ESCALA 1:125)

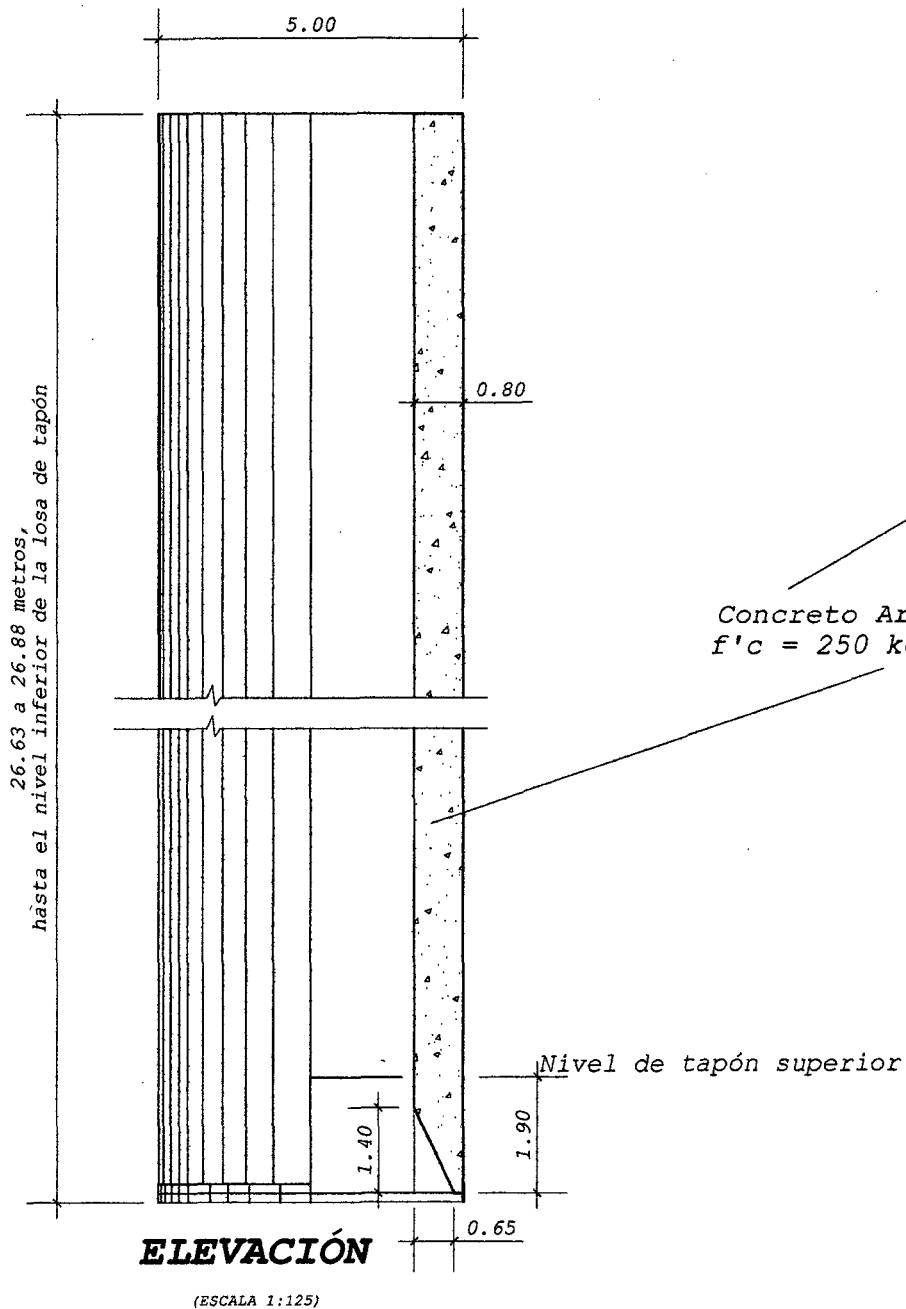
Concreto Armado
 $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$

PLANTA

(ESCALA 1:125)



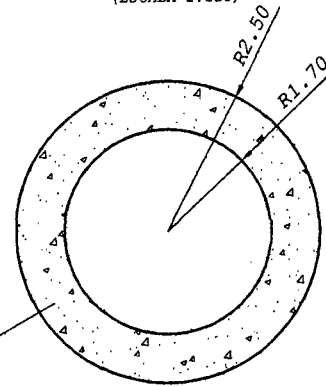
PROYECTO:		TESIS DE GRADO PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL	
PLANO:		CAISSONS DE PILARES (TOMADO DEL PLANO 580/03 DEL PROYECTO ORIGINAL)	
TESISTA:	BACHILLER DANIEL MARREROS ZEGARRA		LÁMINA:
FECHA:	AGOSTO 2000		01
ESCALAS:	ELEVACIÓN	1:125	
	PLANTA	1:125	



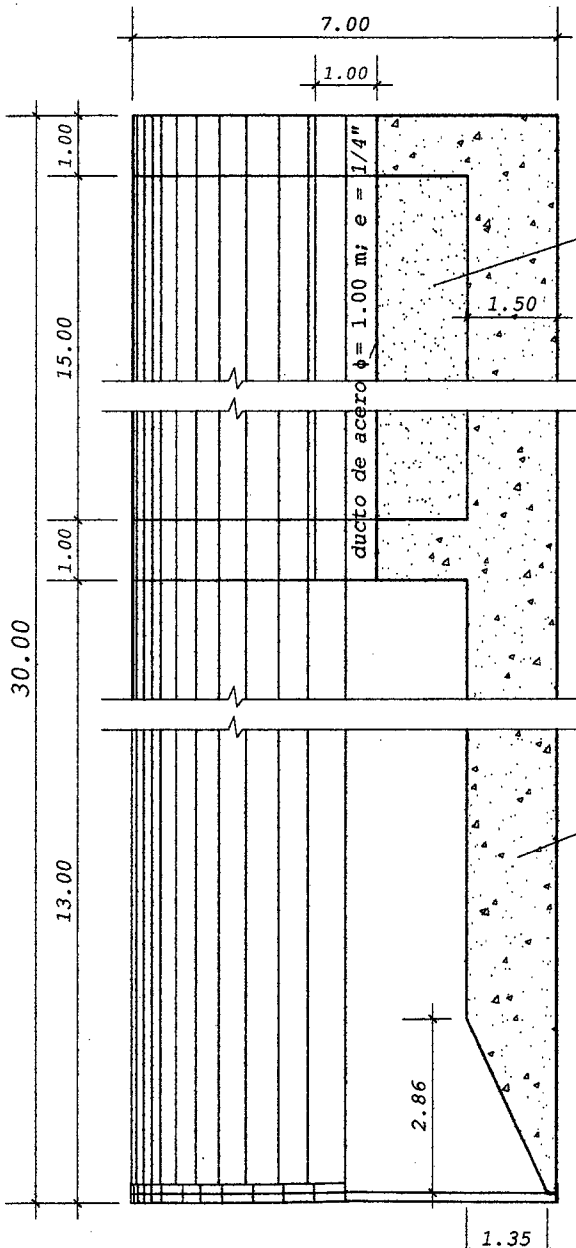
Concreto Armado
 $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$

PLANTA

(ESCALA 1:125)



PROYECTO:		TESIS DE GRADO PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL	
PLANO:		CAISSONS DE ESTRIBOS (TOMADO DEL PLANO 580/04 DEL PROYECTO ORIGINAL)	
TESISTA:	BACHILLER DANIEL MARREROS ZEGARRA		LÁMINA:
FECHA:	AGOSTO 2000		02
ESCALAS:	ELEVACIÓN	1:125	
	PLANTA	1:125	

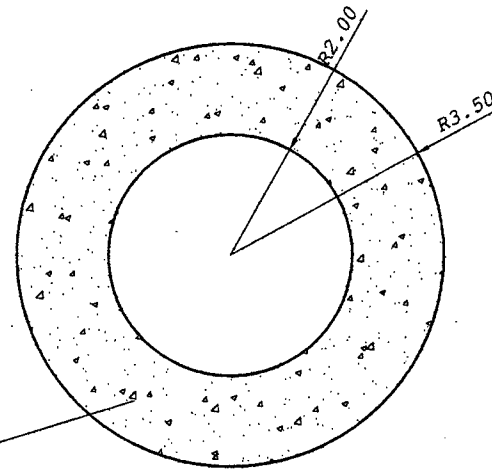


Zona ocupada por arena saturada p.e. 2.0 ton/m³

Concreto Armado f'c = 250 kg/cm²

PLANTA

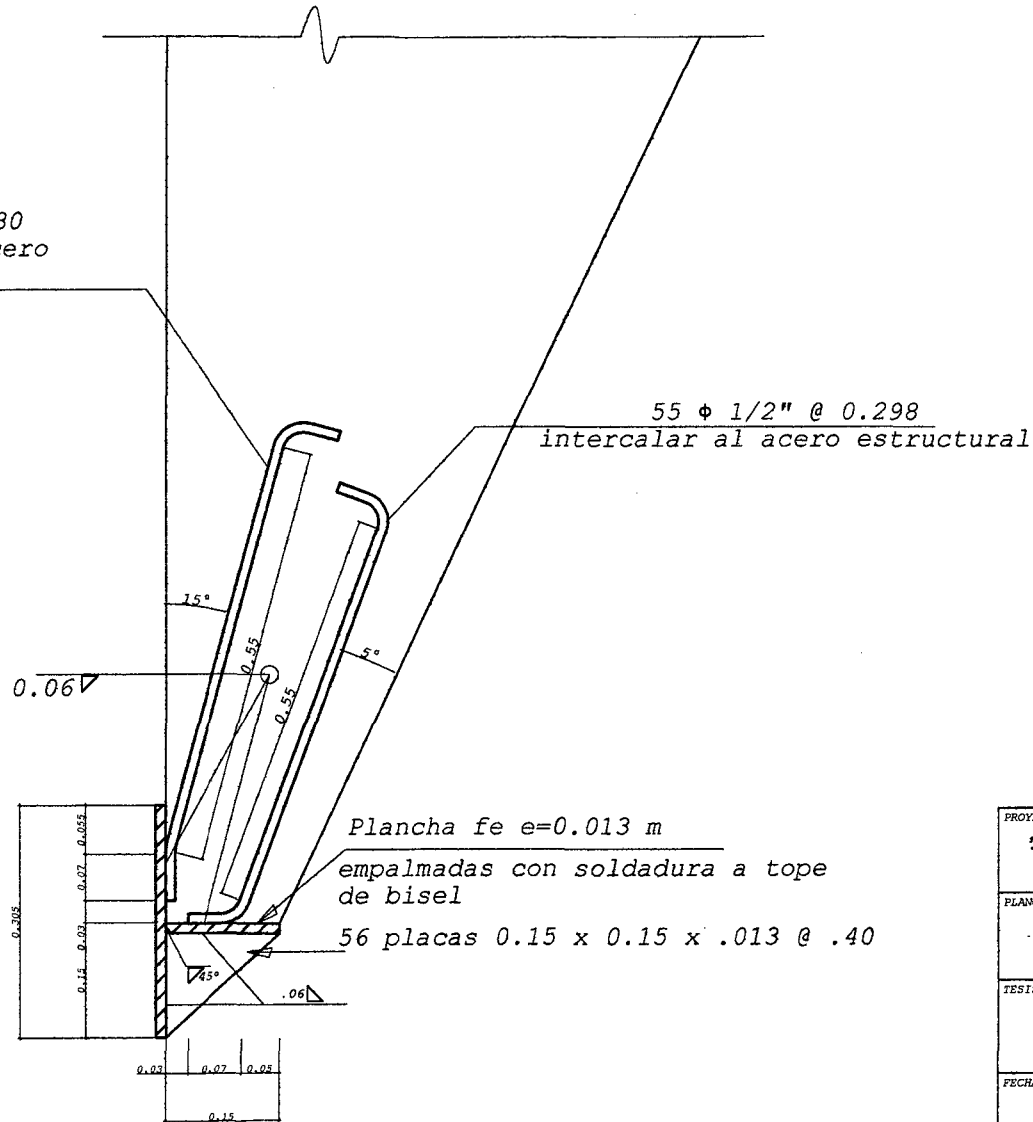
(ESCALA 1:125)



ELEVACIÓN

PROYECTO: TESIS DE GRADO PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL	
PLANO: CAISSONS PROPUESTO	
TESISISTA: BACHILLER DANIEL MARREROS ZEGARRA	LÁMINA: 03
FECHA: AGOSTO 2000	
ESCALAS: ELEVACIÓN 1:125 PLANTA 1:125	

71 ϕ 1/2" @ 0.30
intercalar al acero
estructural



PROYECTO: TESIS DE GRADO PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL	
PLANO: DETALLE DE BORDE CORTANTE	
TESISTA: BACHILLER DANIEL MARREROS ZEGARRA	LÁMINA: 04
FECHA: AGOSTO 2000	
ESCALAS: 1 / 10	