



UNIVERSIDAD  
DE PIURA

REPOSITORIO INSTITUCIONAL  
**PIRHUA**

**CAPACIDAD DE CARGA,  
CONSTRUCCIÓN Y RESULTADOS  
DECOLUMNAS DE CIMENTACIÓN  
DEL PUENTE AGUAYTÍA**

Ronald Richard Aquino Peñafiel

Piura, 29 de Mayo de 2002

FACULTAD DE INGENIERÍA

Área Departamental de Ingeniería Civil



Esta obra está bajo una [licencia](#)  
[Creative Commons Atribución-](#)  
[NoComercial-SinDerivadas 2.5 Perú](#)

Repositorio institucional PIRHUA – Universidad de Piura

**UNIVERSIDAD DE PIURA**

**FACULTAD DE INGENIERIA**



“Capacidad de carga, construcción y resultados de  
columnas de cimentación del puente Aguaytía”

Informe descriptivo profesional para optar el Título de  
Ingeniero Civil

**RONALD RICHARD AQUINO PEÑAFIEL**

Asesor : Ing. Germán Gallardo Z.

Piura, Diciembre 2001

Dedicatoria:

A la memoria de Catalina, mi madre, por su apoyo y motivación para lograr mis metas trazadas.

## ***PROLOGO***

La construcción de pilotes en el Perú es poco usual en el desarrollo de la infraestructura de nuestro país y más aún la construcción de pilotes perforados o columnas de cimentación (Drilled Shafts). Este tipo de cimentación por lo general se ha aplicado en puentes, muelles, edificios, etc. en donde se ha requerido la construcción de cimentaciones profundas.

Después de arduas investigaciones en el área de las cimentaciones profundas, se ha podido constatar que la información teórica a cerca de este tema es muy escasa y no se encontró información del proceso constructivo en sí y todas sus implicancias que se generan.

Este informe descriptivo tiene como finalidad hacer extensivo una experiencia práctica del autor, para que sea tomado como referencia en la construcción de futuros proyectos que utilicen este tipo de cimentaciones. También se pretende proporcionar una idea de tiempos, costos y rendimientos para lograr confeccionar una planificación coherente para la construcción de futuras columnas de cimentación.

Este tipo de cimentación es una alternativa en la construcción de los puentes sobre el río Piura, que han sufrido arduamente las inclemencias del fenómeno del niño y muchos de ellos colapsaron como consecuencia de dicho fenómeno. El autor tiene conocimiento de estudios efectuados sobre el río Piura para construir los futuros puentes cimentados sobre columnas de cimentación, estudios que fueron favorables y que demostraron que es factible la aplicabilidad de este tipo de cimentaciones.

El trabajo que se presenta pudo ser posible gracias al apoyo brindado por el Ing. Germán Gallardo Z., asesor principal de este informe y gracias a la colaboración de los ingenieros Arturo Martínez y Jorge Timaná, todos ellos profesores de la Facultad de Ingeniería Civil de la UDEP.

Un agradecimiento a todo el personal de Cosapi S.A. Ingeniería y Construcción que estuvo a cargo del Proyecto " Construcción del Nuevo Puente Aguaytía y Accesos " y de manera especial a los ingenieros Juan Carlos Macciotta, Gerente de Proyectos, José Coca, Superintendente de Calidad, Seguridad, Salud y Medio Ambiente, Aníbal Ibáñez, Ingeniero Superintendente y Willy Silva, Jefe de Obra, por haberme dado la oportunidad de trabajar en dicho proyecto, proporcionarme información acerca del tema, expresarme sus consejos y hacerme extensivas sus experiencias ganadas en cada proyecto que ejecutaron.

Finalmente quiero agradecer a mis padres Ronald Aquino y Catalina Peñafiel, a mis hermanos Miluska y Helbert; por todo el apoyo brindado para lograr siempre una excelente formación personal y profesional.

## ***RESUMEN***

Piura, a causa del fenómeno “el niño”, ha sufrido una serie de colapsos en cuanto a sus obras de infraestructura y en especial los puentes que se encuentran ubicados sobre el río de dicha ciudad. Este trabajo presenta una alternativa de cimentación para la construcción de los futuros puentes sobre el río Piura.

Debido a que este tipo de cimentación es poco usual en las construcciones del Perú, no se tiene información a cerca de su construcción, rendimientos, costos, equipos y demás detalles que lo involucren. Este informe hace extensivo los parámetros de diseño, procesos constructivos, procedimientos de control y planificación y demás información registrada en la construcción del Puente Aguaytía.

El análisis de la capacidad de carga de este tipo de cimentación, la estratigrafía del terreno y las correlaciones entre los rendimientos alcanzados y los tipos de estrato de suelo encontrados en el Puente Aguaytía son analizados en este documento con el objetivo de determinar los rendimientos de perforación previstos en el río Piura, los que servirán como parámetros referenciales en la construcción de futuros puentes sobre este río.

# INDICE

PROLOGO

RESUMEN

INTRODUCCIÓN

CAPITULO I. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.

- 1.1 Ubicación.
- 1.2 Características hidráulicas.
- 1.3 Características geotécnicas.
- 1.4 Características de diseño.
- 1.5 Cámara de anclaje izquierda. Eje 1.
- 1.6 Estribo izquierdo. Eje 2.
- 1.7 Cámara de anclaje derecha. Ejes 4, 5 y 6.
- 1.8 Torre derecha. Eje 3.
- 1.9 Pilares. Ejes 7 al 15.
- 1.10 Estribo derecho. Eje 16.
- 1.11 Alcantarillas.
  - 1.11.1 Alcantarilla. Ejes 17 y 19.
  - 1.11.2 Alcantarilla. Eje 18.
- 1.12 Superestructura.
  - 1.12.1 Vigas.
  - 1.12.2 Losas.
- 1.13 Otras estructuras.

CAPITULO II. COLUMNAS DE CIMENTACIÓN. DRILLED SHAFTS.

- 2.1 Pilotes.
- 2.2 Columnas de cimentación.
- 2.3 Ventajas y desventajas de las columnas de cimentación.
- 2.4 Columnas de cimentación del puente Aguaytía.
- 2.5 Cimentación del estribo derecho. Eje 2.
- 2.6 Cimentación de torre derecha. Eje 3.

- 2.7 Cimentación de la cámara de anclaje derecha. Eje 4, 5 y 6.
- 2.8 Cimentación de los pilares. Ejes del 7 al 15.
- 2.9 Cimentación del estribo derecho. Eje 16.
- 2.10 Determinación de la capacidad de carga de columnas de cimentación.
  - 2.10.1 Columnas de cimentación del eje 2.
  - 2.10.2 Columnas de cimentación del eje 3.
  - 2.10.3 Columnas de cimentación del eje 5.
  - 2.10.4 Columnas de cimentación del eje 7.
  - 2.10.5 Columnas de cimentación del eje 9.
  - 2.10.6 Columnas de cimentación del eje 12.
  - 2.10.7 Columnas de cimentación del eje 14.
  - 2.10.8 Columnas de cimentación del eje 16.

### CAPITURLO III. PROCESO CONSTRUCTIVO.

- 3.1 Cimentación del Puente Aguaytía.
- 3.2 Plataforma de trabajo.
  - 3.2.1 Recursos.
  - 3.2.2 Proceso constructivo.
- 3.3 Perforación del terreno de fundación.
  - 3.3.1 Recursos.
  - 3.3.2 Proceso constructivo.
- 3.4 Armadura de refuerzo.
  - 3.4.1 Recursos.
  - 3.4.2 Habilitación y colocación.
- 3.5 Concreto
  - 3.5.1 Recursos.
  - 3.5.2 Producción de concreto.
  - 3.5.3 Transporte y colocación de concreto.
- 3.6 Demolición de cabezales de columnas de cimentación.
  - 3.6.1 Recursos.
  - 3.6.2 Procesos constructivo.
- 3.7 Estabilización del suelo.
  - 3.7.1 Lodo a base de polímero.
  - 3.7.2 Lodo a base de bentonita.

- 3.7.3 Utilización de casing.
- 3.7.4 Preparación del lodo bentonítico en planta de lodo.
- 3.7.5 Reciclado de lodo bentonítico mediante planta de lodo.
- 3.7.6 Preparación del lodo bentonítico in-situ.

#### CAPITULO IV. CONTROL DEL PROCESO.

- 4.1 Planeamiento.
  - 4.1.1 Programación del proyecto.
  - 4.1.2 Ruta crítica del proyecto.
- 4.2 Productividad.
  - 4.2.1 Recopilación de información.
  - 4.2.2 Procesamiento de información.
  - 4.2.3 Rendimientos obtenidos. Estribo derecho. Eje 16.
  - 4.2.4 Rendimientos obtenidos. Cámara de anclaje derecha. Ejes 4, 5 y 6.
  - 4.2.5 Rendimientos obtenidos. Pilares. Ejes 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14 y 15.
  - 4.2.6 Rendimientos obtenidos. Torre derecha. Eje 3.
  - 4.2.7 Rendimientos obtenidos. Estribo izquierdo. Eje 2.
  - 4.2.8 Análisis de rendimientos globales.
- 4.3 Costo de columnas de cimentación.
  - 4.3.1 Ratios obtenidos y costo global.
  - 4.3.2 Costo de perforación.

#### CAPITULO V. PERFORACIÓN Y ESTRATIGRAFIA.

- 5.1 Rendimientos y estratigrafía de suelo. Eje 2.
- 5.2 Rendimientos y estratigrafía de suelo. Eje 3.
- 5.3 Rendimientos y estratigrafía de suelo. Eje 5.
- 5.4 Rendimientos y estratigrafía de suelo. Eje 9.
- 5.5 Rendimientos y estratigrafía de suelo. Eje 12.
- 5.6 Rendimientos y estratigrafía de suelo. Eje 14.
- 5.7 Correlación de rendimientos con estratigrafía en río Aguaytía.
- 5.8 Correlación de rendimientos con estratigrafía en río Piura.

#### CAPITULO VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

#### ANEXOS

## ***INTRODUCCION***

Para realizar la construcción de las columnas de cimentación del Puente Aguaytía se buscó información técnica y práctica para obtener ideas referenciales del procedimiento constructivo a ejecutar, debido a que el tema no es muy cotidiano entre los diferentes procesos constructivos que se realizan. Si bien es cierto se encontró información teórica, no se logró obtener información desde el punto de vista práctico-aplicativo. Uno de los objetivos, de este informe descriptivo, es dar a conocer la información registrada y analizada en el desarrollo del proyecto en cuestión; por lo que para hacer extensiva esta información se ha visto necesario estructurar este trabajo en 6 capítulos y 3 anexos.

En el Capítulo I se presenta una descripción global del proyecto y se describe a cada uno de los componentes estructurales que conforman el Puente Aguaytía. Con este capítulo se podrá tener una idea generalizada pero bastante concisa de lo que consistió la ejecución de este proyecto. Es importante señalar que gracias a esta descripción global se logra un mayor entendimiento de cada una de las estructuras a las que se hace mención en los capítulos posteriores.

El Capítulo II se ha desarrollado, plasmando todos los aspectos del diseño geotécnico de las columnas de cimentación así como también sus solicitaciones de carga. Este capítulo ha sido desarrollado con datos proporcionados por el proyectista.

La descripción del proceso constructivo, que involucra el procedimiento en sí, equipos, materiales, mano de obra, etc. se ha presentado en el Capítulo III. En este capítulo se ha tratado de ser lo más específico posible, con el objetivo de registrar todos los datos posibles y que puedan servir como parámetros referenciales en la construcción de futuras columnas de cimentación.

Todo proceso constructivo debe ser controlado desde diferentes aspectos. La construcción de las columnas de cimentación se controló desde los puntos de vista del planeamiento, productividad, costo, aseguramiento de la calidad y seguridad. En el capítulo IV se presenta globalmente los aspectos más importantes que involucraron cada uno de los controles realizados haciendo especial énfasis a los controles desde el punto de vista de la productividad.

El subproceso de perforación del terreno para la construcción de las columnas de cimentación es el más crítico en cuanto a costo, plazo y ejecución. Uno de los capítulos más importantes de este trabajo es determinar las correlaciones entre los rendimientos de perforación y los estratos de suelo perforados, lo cual es presentado en el Capítulo V. Gracias a estas correlaciones se ha realizado una proyección bastante aceptable del rendimiento de perforación que se podría obtener si se aplica el mismo procedimiento constructivo en el río Piura.

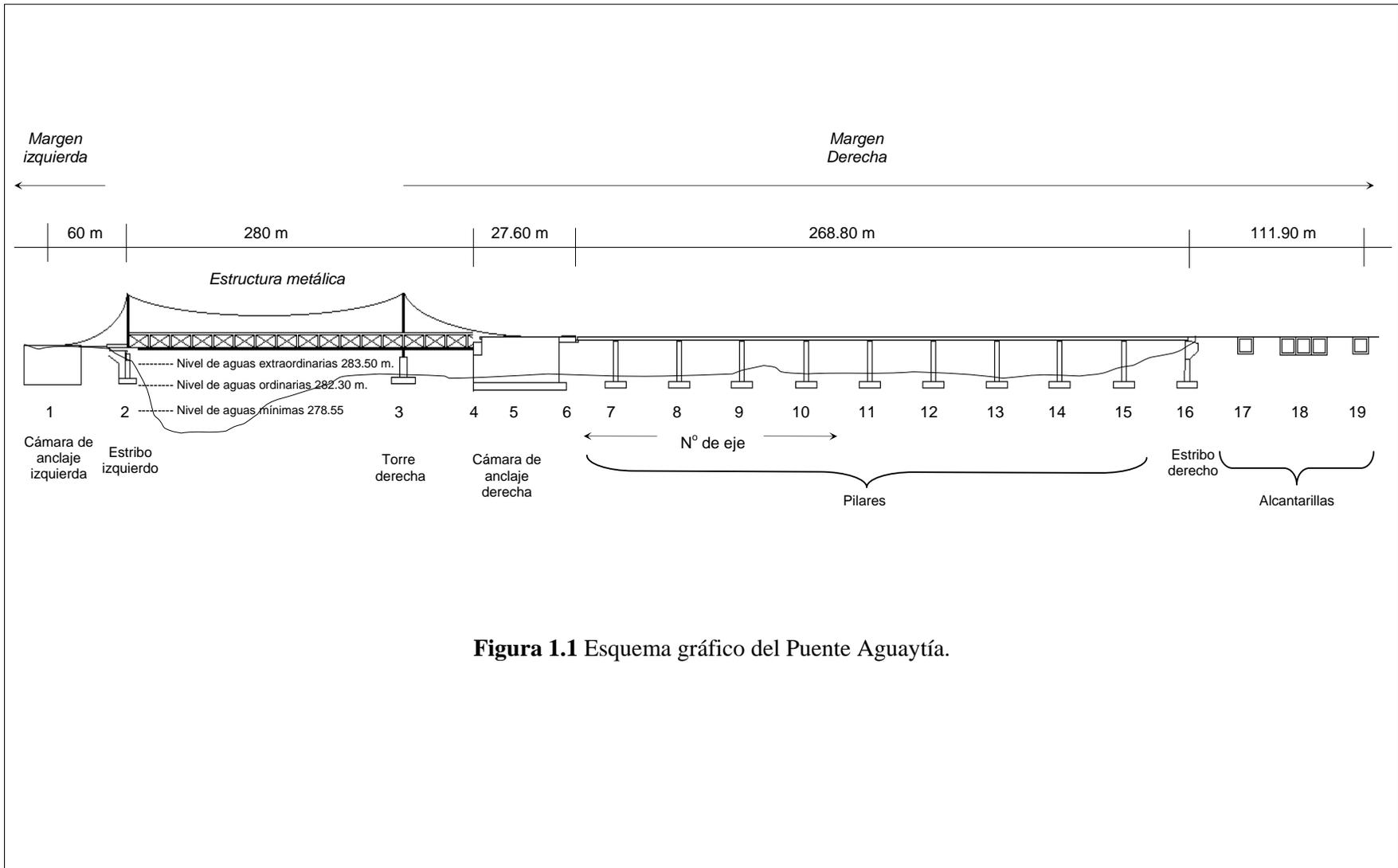
Finalmente se han presentado tres anexos que contienen los cálculos de la capacidad de carga proporcionadas por el proyectista, la estratigrafía del río Piura de acuerdo a dos sondajes realizados en ambas márgenes y el procedimiento de ensayo para determinar las diferentes propiedades del lodo bentonítico utilizado para la estabilización de las perforaciones.

## ***CAPÍTULO I***

### ***“DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO”***

El proyecto consiste en la construcción del puente Aguaytía ejecutado en la selva peruana del departamento de Ucayali. La luz del puente Aguaytía es de 688.30 m y esta cubierta por lo siguiente: un puente colgante conformado por una estructura metálica de una longitud de 280.00 m, una cámara de anclaje (derecha) que cubre 27.60 m, una superestructura de una longitud de 268.80 m y un relleno sobre tres alcantarillas que cubren una longitud de 111.90 m. Ver figura 1.1.

La cota de fondo del cauce es de 277.72 m y se mantiene uniforme en un ancho de 100.00 m justo debajo de la estructura metálica. La cota de aguas mínimas ordinarias, que usualmente se mantiene entre los meses de mayo a octubre es la 278.55 m, con un espejo de agua de 100.00 m y un tirante de sólo 1.28 m. La cota de aguas máximas ordinarias es la 282.30 m que usualmente se mantiene con fluctuaciones en los meses de enero a marzo, con un espejo de agua de 190.00m. y un tirante de 4.58 m. La cota de aguas máximas extraordinarias es la 283.50 con un espejo de agua de 576.00 m y un tirante de agua de 5.78 m que se incrementará debido a la socavación prevista para las aguas máximas ordinarias y extraordinarias.



**Figura 1.1** Esquema gráfico del Puente Aguaytía.

## 1.1. Ubicación.

El puente denominado Aguaytía se encuentra situado en el Km. 211+000 de la carretera Huánuco - Tingo María – Pucallpa, sobre el río Aguaytía, en un eje paralelo al puente actual, a una distancia aguas abajo de 23 m. Políticamente se ubica en la provincia de Padre Abad, departamento de Ucayali. Ver figura 1.2.

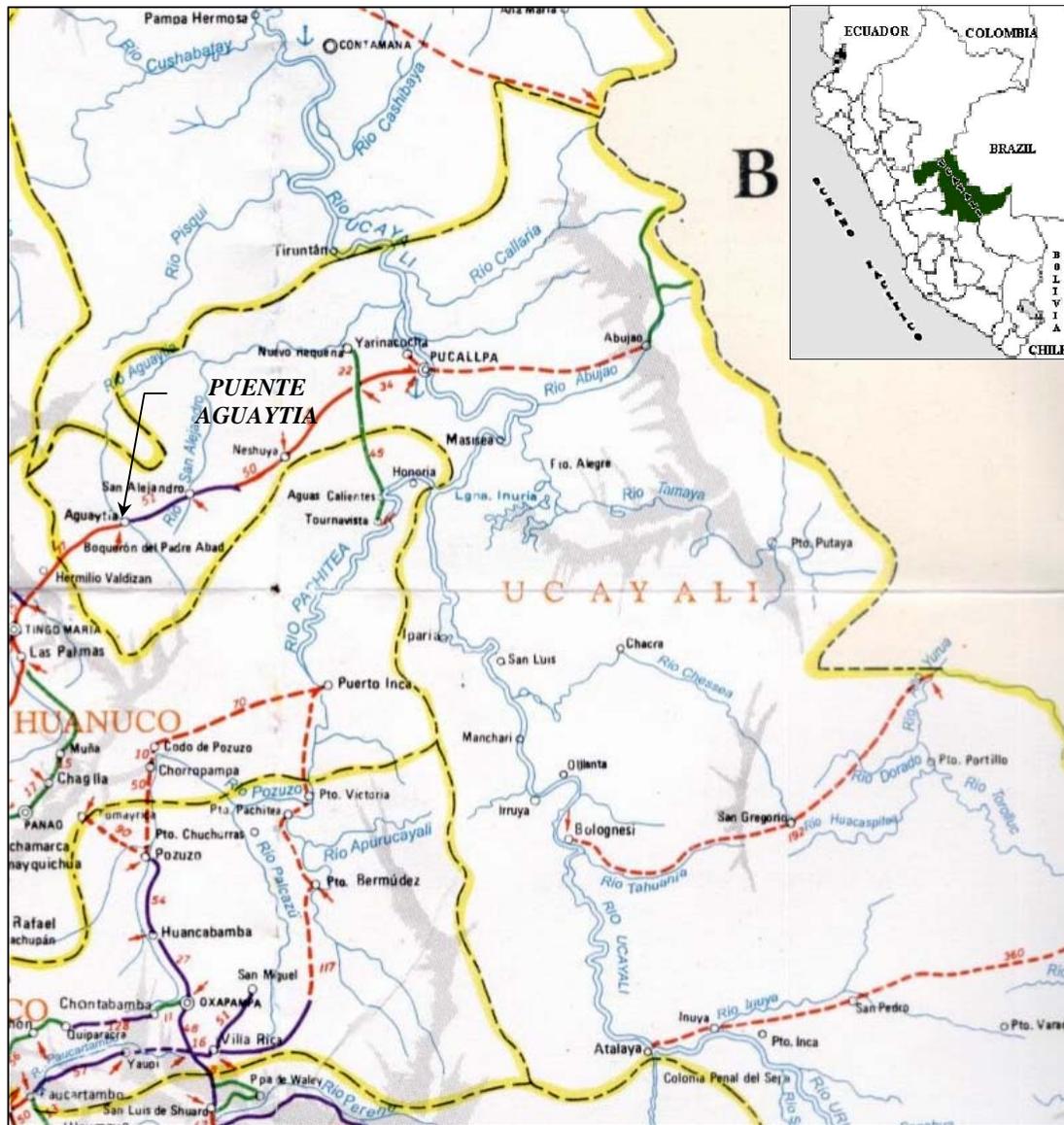


Figura 1.2 Ubicación del proyecto Puente Aguaytía.

## 1.2. Características Hidráulicas.

Las características hidráulicas del río Aguaytía en la zona correspondiente al puente fueron proporcionadas por el proyectista y se muestran en la tabla 1.1. En esta tabla se pueden apreciar los valores máximos de socavación, que es uno de los parámetros muy importantes en el diseño de columnas de cimentación teniendo en cuenta el bulbo de presiones que se genera en el terreno de fundación.

En esta tabla también se podrán encontrar el caudal máximo extraordinario y el caudal máximo ordinario.

**Tabla 1.1** Características hidráulicas.

Descripción.	Und	Cantidad
Caudal máximo en un período de retorno de 100 años.	m <sup>3</sup>	3,500.00
Caudal máximo ordinario.	m <sup>3</sup>	2,154.00
Nivel de aguas máximas extraordinarias.	m	283.50
Nivel de aguas máximas ordinarias.	m	282.30
Pendiente del fondo del cauce.	%	15.00
Velocidad en aguas máximas extraordinarias.	m/s	1.80
Tirante en aguas máximas extraordinarias.	m	5.78
Ancho en aguas máximas extraordinarias.	m	576.00
Ancho en aguas máximas ordinarias.	m	190.00
Profundidad previsible de socavación cauce principal.	m	1.90
Socavación en la zona de playa, margen derecha.	m	0.30
Socavación adicional por interferencia en pilar y cámara anclaje derecha.	m	2.45
Socavación adicional en pilares ejes 7 a 15.	m	1.40

## 1.3. Características Geotécnicas.

El estudio geotécnico comprendió la ejecución de 9 sondajes realizados en los ejes 2, 3, 5, 7, 9, 12 (dos sondajes), 14 y 16. La profundidad máxima fue 21.60 m (eje 2) y la profundidad mínima fue 9.41 m en el eje 16.

El material predominante en todos los sondeos fue un suelo heterogéneo compuesto principalmente por gravas y cantos sueltos a densos, de tamaño variable, resistentes al esfuerzo cortante de la broca. Los cantos encontrados presentaron hasta 7" de diámetro máximo, muy duros generalmente (arenisca cuarzosa). La matriz de los fragmentos de grava es arena limpia (cuarzosa). La forma de los fragmentos es redondeada, subredondeada.

En ocho de los sondeos se encontró bloques compuestos por areniscas conglomerádicas con matriz cementada de origen sedimentario (hasta en dos niveles en algunos sondeos); es decir los fragmentos provienen de rocas originarias conglomerádicas. Los bloques encontrados y a los cuales se les hace mención, es una probable estructura lenticular de espesor variable, entre 3.5 m a 0.50 m. En el Capítulo V del presente informe se incluyen los perfiles estratigráficos de los sondeos realizados.

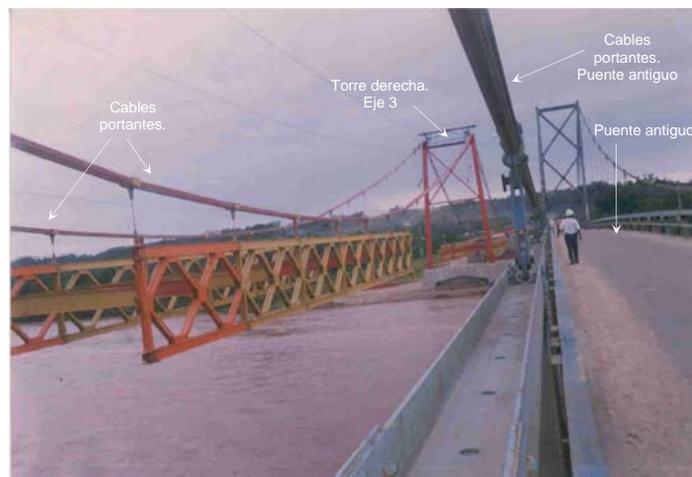
#### 1.4. Características de diseño.

El Puente Aguaytía está diseñado para soportar una carga máxima por camión de 41 toneladas y con un peso por eje de 18 toneladas.

El antiguo puente tiene una longitud total de 704.00 m dado por un tramo colgante de 170.00 m, dos tramos de celosía de 36.00 m c/u y 33 tramos metálicos, simplemente apoyados de 14.00 m c/u. Esta longitud ha probado ser suficiente durante los cincuenta años en que ha venido prestando servicios.

El proyecto actual adoptó una longitud total de puente de 576.40 m medida entre ejes de estribos, más un relleno de 111.90 m sobre de tres alcantarillas en los ejes 17, 18 y 19. Totalizando 688.30 m. Ver figura 1.1

El tipo de puente adoptado para cubrir el cauce principal del río es una estructura colgante metálica con un fiador cargado, de luces 200.00+80.00 m con viga de rigidez biarticulada. Las torres son articuladas en su base. Ver figura 1.3.



**Figura 1.3** Montaje de estructura metálica.

La estructura metálica ha sido diseñada para la sobrecarga AASHTO HS-20, el tablero de la estructura metálica y la estructura preesforzada de los ejes 6 a 16 se ha diseñado para una sobrecarga denominada HS-25, que mantiene las características geométricas de la HS-20 de ASSHTO pero aumentado en 25% los pesos por ejes.<sup>1</sup>

El montaje de esta estructura metálica constituyó la segunda fase del proyecto. Dicho montaje se realizó después de culminar la primera fase, específicamente al concluir el estribo izquierdo del eje 2, la torre derecha del eje 3, las cámaras de anclaje derecha e izquierda y la superestructura.

<sup>1</sup> Prestressed concrete. Second Edition. Edward G. Nawy. 1996.

El tipo de puente adoptado para cubrir los 268.80 m complementarios a los 307.60 m de la estructura metálica más su cámara de anclaje derecha y el relleno sobre las alcantarillas de 111.90 m, es a base de una superestructura de concreto preesforzado apoyada sobre pilares; ver figura 1.4. Las vigas postensadas están formadas por dos cajones trapezoidales, unidos por diafragmas. Ver figura 1.13.

La estructura metálica fue donada por la empresa austriaca Waagner – Biro antes de realizar el diseño del puente Aguaytía, por lo que la sección transversal adoptada es la misma que la de la estructura metálica Waagner – Biro, esto es 7.20 m de calzada más dos veredas de 1.70 m c/u.



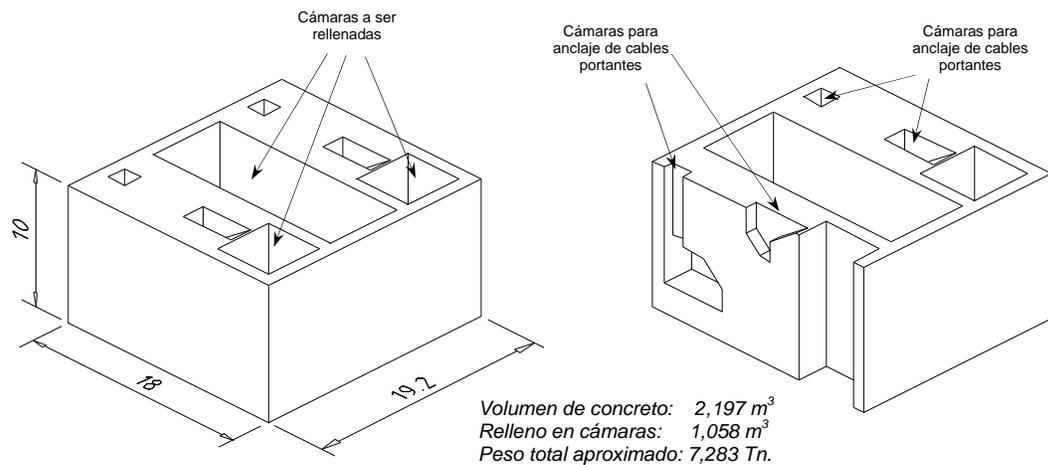
**Figura 1.4** Superestructura de concreto preesforzado apoyada sobre pilares.

### 1.5. Cámara de anclaje izquierda. Eje 1.

La cámara de anclaje izquierda cuyas dimensiones son 18.00 m x 19.20 m x 10.00 m, se encuentra ubicada en el eje 1 del proyecto en la margen izquierda del río Aguaytía, tal como se ha esquematizado en la figura 1.1. Esta cámara de anclaje no se encuentra cimentada sobre columnas de cimentación, debido a que se ubica sobre un suelo de muy buenas características y alejada aproximadamente 80 m de la margen izquierda del río Aguaytía.

Para disminuir el enorme volumen de concreto resultante, fueron diseñadas por el proyectista en forma de cajón de concreto armado; relleno con material compactado en capas de 0.30 cm y con una losa armada en su parte superior.

Como se puede observar en la figura 1.5, esta cámara de anclaje consta de siete cavidades de las cuales tres deben ser rellenas con material compactado y las otras cuatro sirven para anclar los cables portantes de la margen izquierda provenientes de la estructura metálica.



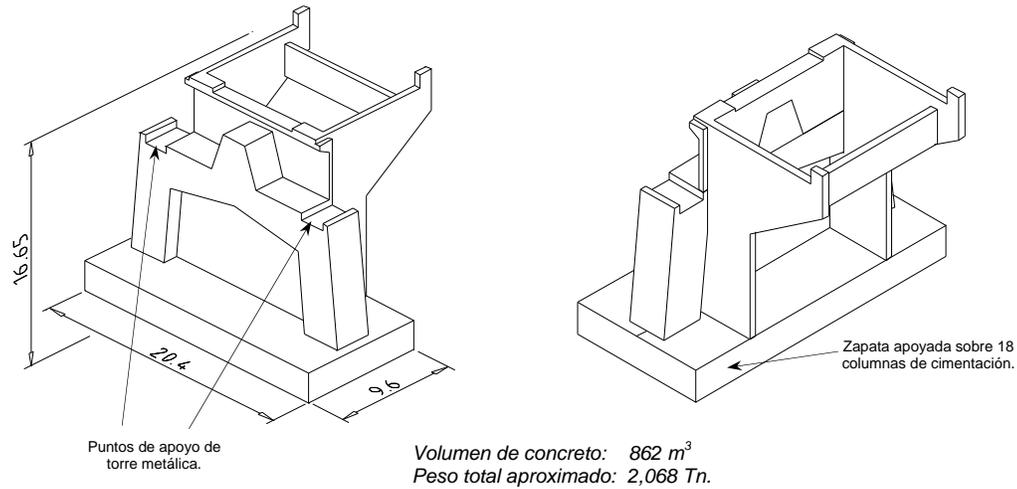
**Figura 1.5** Vista isométrica y vista isométrica seccionada de cámara de anclaje izquierda.

### 1.6. Estribo Izquierdo. Eje 2.

El estribo izquierdo está dimensionado para soportar las cargas resultantes de la torre del eje 2, el empuje de tierras producido por el relleno de acceso por detrás del estribo y fuerzas sísmicas. Sin embargo algunas dimensiones, según el proyectista, son gobernadas no por requerimientos estructurales, sino por la ubicación y dimensiones de los insertos indicados en los planos de montaje de la estructura metálica.

Sobre este estribo, ver figura 1.1, se realizó el montaje de la torre metálica del eje 2; la cual recibe los cables portantes de la estructura metálica que llegan a la margen izquierda y que continúan a la cámara de anclaje izquierda donde finalmente son anclados.

Este estribo izquierdo, eje 2, se cimentó sobre 18 columnas de cimentación de 1.20 m de diámetro que totalizaron una longitud de columna de 286.80 m y una longitud de perforación de 358.80 m. Ver tabla 2.1. En la figura 1.6 se muestran dos vistas isométricas de este estribo que guardan cierta similitud con la base de la torre derecha del eje 3 que es mostrada en la figura 1.8.



**Figura 1.6** Vistas isométricas del estribo izquierdo. Eje 2.

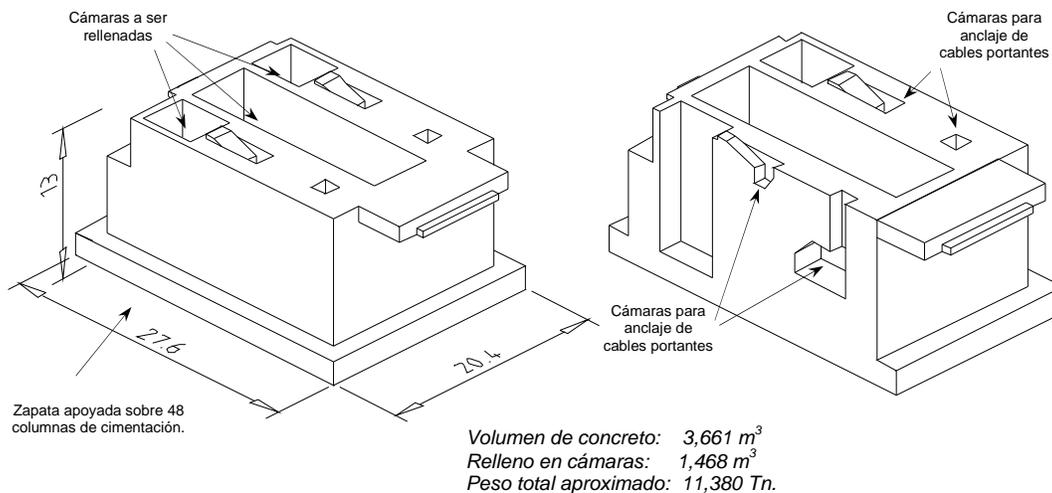
### 1.7. Cámara de anclaje derecha. Eje 4,5 y 6.

La cámara de anclaje derecha, cuyas grandes dimensiones son 27.60 m x 20.40 m x 13.00 m, se encuentra ubicada en los ejes 4, 5 y 6 del proyecto y en la margen derecha del río Aguaytía; ver figura 1.1.

Al igual que la cámara de anclaje izquierda ha sido diseñada en forma de cajón de concreto armado, relleno con material compactado y con una losa armada en su parte superior. En esta cámara de anclaje se anclan los cables portantes de la estructura metálica que llegan a la margen derecha del río Aguaytía.

Tal como se muestra en la figura 1.7 y al igual que la cámara de anclaje izquierda, esta cámara de anclaje tiene siete cavidades; de las cuales tres fueron rellenas con material compactado en capas de 0.30 m y las otras cuatro cavidades sirvieron para anclar los cables portantes de la margen derecha provenientes de la estructura metálica.

Esta cámara de anclaje esta cimentada sobre 48 columnas de cimentación de 1.20 de diámetro, totalizando una longitud de columnas de cimentación de 528 m y una longitud de perforación de 744 m. Ver tabla 2.1.



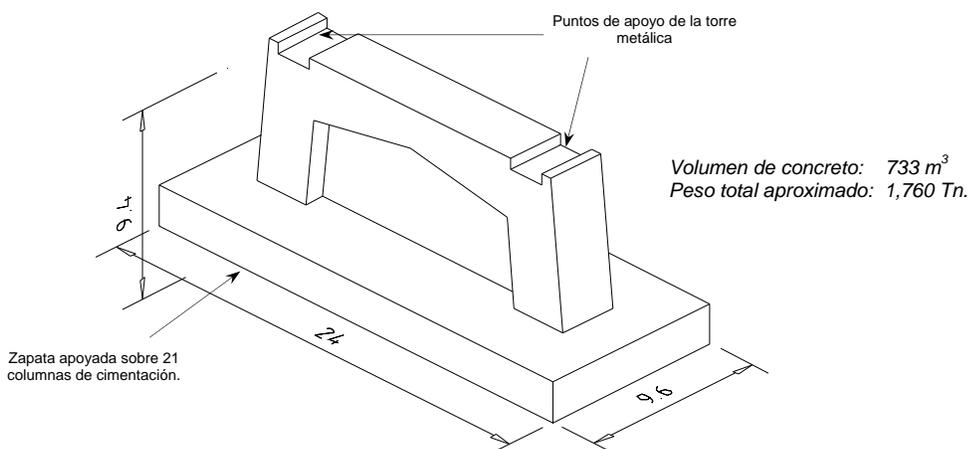
**Figura 1.7** Vista isométrica y vista isométrica seccionada de la cámara de anclaje derecha.

### 1.8. Torre derecha. Eje 3.

Esta torre, ver figura 1.1, ha sido dimensionada para soportar las cargas resultantes de la torre del eje 3 y las fuerzas sísmicas; sin embargo algunas dimensiones han sido gobernadas por los requerimientos del dimensionamiento de los insertos metálicos de acuerdo a los planos entregados por el fabricante de la estructura metálica.

Esta torre derecha ha sido cimentada en 21 columnas de cimentación de 1.20 m de diámetro, totalizando una longitud de columnas de cimentación de 222.60 m y una longitud de perforación de 304.5 m. Ver tabla 2.1.

En la figura 1.8 se muestra una vista isométrica de la torre derecha, cuya base guarda cierta similitud con la base del estribo izquierdo del eje 2, el cual es mostrado en la figura 1.6.



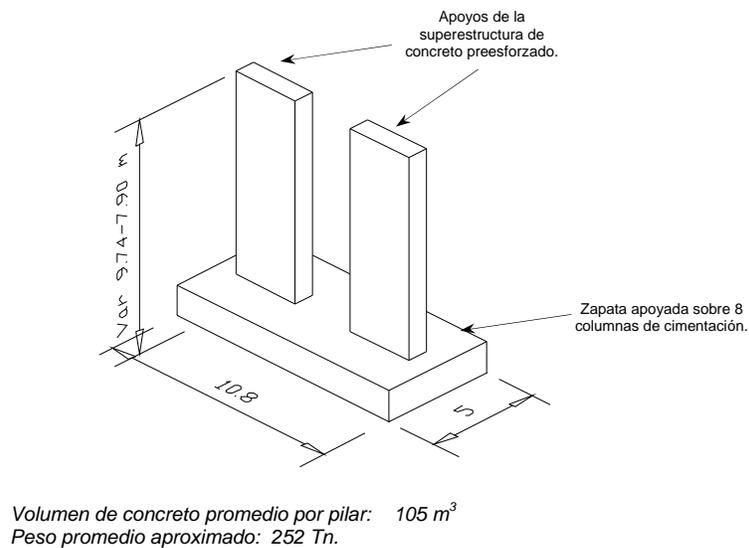
**Figura 1.8** Vista isométrica de la torre derecha. Eje 3.

### 1.9. Pilares. Ejes 7 al 15.

Los pilares de los ejes 7 al 15 están constituidos por una zapata y dos columnas rectangulares, con una cota de cimentación constante y una cota de coronamiento variable según la pendiente de la superestructura. Ver figura 1.1.

La zapata de cada uno de estos pilares se apoya en ocho columnas de cimentación de 1.20 m de diámetro y totalizaron, para los nueve pilares, 72 columnas de cimentación; con una longitud de columnas de cimentación de 560.80 m y una longitud de perforación de 778.40 m. Ver tabla 2.1.

En la figura 1.9 se muestra una vista isométrica típica de los nueve pilares correspondientes a los ejes 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14 y 15.



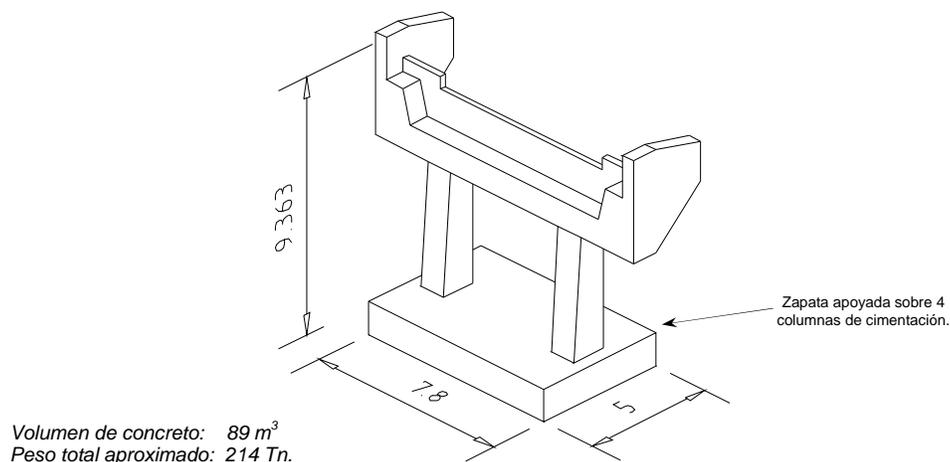
**Figura 1.9** Vista típica de los pilares. Ejes 7 al 15.

### 1.10. Estribo derecho. Eje 16.

El estribo derecho, se encuentra ubicado en el eje 16 del proyecto y se encarga de “recibir” a la losa de aproximación del acceso derecho y las vigas y losa suspendida entre voladizo y estribo. Ver figuras 1.1 y 1.14.

La cimentación de este estribo es una zapata rectangular que se apoya en cuatro columnas de cimentación de 1.0 m de diámetro y totalizaron 42.40 m de columna de cimentación y 50.40 m de longitud de perforación. Ver tabla 2.1.

En la figura 1.10 se muestra una vista isométrica del estribo derecho, eje 16.



**Figura 1.10** Estribo derecho. Eje 16.

### 1.11. Alcantarillas.

El Proyecto contempló la ejecución de tres alcantarillas, tipo marco. Dos de “un ojo” (ejes 17 y 19) y una de “tres ojos” (eje 18). Ver figura 1.1.

#### 1.11.1. Alcantarillas. Ejes 17 y 19.

La longitud de las alcantarillas es de 23.90 m (eje 17) y 21.464 (eje 19), con una sección transversal tipo marco (un ojo) de 3.50 m x 3.50 m de sección neta y de 0.25 m de espesor de “marco” y con una longitud de “aleros” de 6.36 m formando un ángulo de  $45^\circ$  con respecto al eje longitudinal de las alcantarillas. Sobre dichas alcantarillas se construyó un relleno compactado de 3.087 m en el eje 17 (hasta la cota 287.337) y de 2.400 m en el eje 19 (hasta la cota 286.650). Por encima de estos rellenos se colocó una base granular de 0.20 m y pavimento asfáltico de 0.05 m. En la figura 1.11 se muestra una alcantarilla tipo marco de “un ojo” culminada su construcción.



**Figura 1.11** Alcantarilla “de un ojo” en ejes 17 y 19.

## ***CAPÍTULO II***

### ***“COLUMNAS DE CIMENTACIÓN”***

Las cimentaciones profundas se originan naturalmente en la necesidad técnica y económica de trasladar las cargas de las estructuras a mantos profundos competentes a través de secuencias estratigráficas débiles y compresibles, no aptas para soportar directamente elementos de fundación.

Las cimentaciones profundas constituyen un amplio conjunto de soluciones estructurales y métodos constructivos, a los que se tiene que recurrir cuando la profundidad necesaria, conjuntamente con los problemas asociados de estabilidad y control de agua, se vuelve excesiva o compleja para realizar una excavación convencional a cielo abierto hasta el manto portante.

Las exigencias de equipo, habilidad y experiencia para su construcción, las han convertido en una subespecialización dentro de la ingeniería de fundaciones y geotecnia. El mecanismo de trabajo más común consiste en un elemento estructural a compresión: columna, cilindro hueco o caja, que transmite fuerzas desde la base de los elementos de soporte de las estructuras hasta mantos competentes del suelo, seleccionados como mantos portantes.

## 2.1. Pilotes.

Son elementos estructurales de fundación de tipo columnar, relativamente esbeltos, que se instalan verticalmente o ligeramente inclinados. Las relaciones usuales de esbeltez de los pilotes son mayores que las admisibles en columnas estructurales típicas, pero aquellos obtienen soporte lateral adecuado del suelo aledaño a lo largo de su longitud, en forma tal que no existe preocupación respecto a pandeo bajo carga axial, como ocurre con las columnas convencionales.

Desde el punto de vista de la incidencia de la instalación en las propiedades del suelo posteriores a ella es muy significativa la distinción entre: pilotes hincados o de desplazamiento, en los que un elemento prefabricado o preformado se hinca por medio de golpes de martillo dentro del terreno, con desplazamiento total del suelo que lo rodea, y pilotes preexcavados y vaciados in situ, en los cuales, previo al vaciado del cuerpo del pilote, se preexcava en el terreno una cavidad para alojarlo, evitando así el desplazamiento del terreno.

## 2.2. Columnas de cimentación.

Las columnas de cimentación o Drilled Shaft es una de la gran variedad de pilotes utilizados para cimentaciones profundas. Estas columnas de cimentación son pilotes preexcavados o perforados in-situ. En este sistema de pilotaje, se remueve el suelo del espacio que va a ocupar el pilote al aplicar varias posibles técnicas de excavación o perforación, formando así una cavidad que en caso necesario se protege del derrumbe de sus paredes, en cuyo interior se coloca la armadura de refuerzo y el concreto como partes integrantes del cuerpo del pilote.

El estribo izquierdo, torre derecha, cámara de anclaje derecha, pilares y estribo derecho del puente Aguaytía fueron las estructuras que estuvieron cimentadas sobre este tipo de cimentación profunda.

## 2.3. Ventajas y desventajas de las columnas de cimentación.

Como en todo sistema de fundación las columnas de cimentación presentan ventajas y desventajas con respecto a los otros sistemas. La alternativa de escoger este tipo de cimentación se basa en el cumplimiento técnico-económico de los requerimientos en un proyecto.

- Ventajas.
  - Prácticamente no existe el riesgo de levantamiento del terreno.
  - Es fácil variar su longitud.
  - Resulta expedito inspeccionar el perfil estratigráfico en el sitio y compararlo con los resultados de la investigación previa del subsuelo.
  - Pueden instalarse en longitudes de hasta 50 m, con diámetros muy grandes en comparación con los otros tipos de pilotes.<sup>1</sup>
  - Pueden instalarse sin ruido ni vibraciones de importancia.

<sup>1</sup> Ingeniería de cimentaciones. Fundamentos e introducción al análisis geotécnico. Manuel Delgado Vargas.

- Desventajas.
  - Los procedimientos de perforación pueden aflojar suelos arenosos o gravosos.
  - Gran susceptibilidad a sufrir adelgazamientos o tal vez estrangulamiento de la columna de concreto en terrenos inestables durante el vaciado del concreto.
  - No es posible la inspección del concreto después de su colocación.
  - Flujos de agua hacia la cavidad perforada en el terreno pueden ocasionar daños en el concreto fresco o producir alteración en el suelo periférico, que conduce a capacidad reducida de carga.

#### 2.4. Columnas de cimentación del puente Aguaytía.

La tabla 2.1 muestra las características de las columnas de cimentación construidas para cada una de las 13 estructuras del puente Aguaytía.

En la construcción de este puente se construyeron 163 columnas de cimentación que involucraron una longitud total neta de columna de cimentación de 1,640.60 m y una longitud total de perforación de 2,236.10 m.

Todas las columnas de cimentación fueron de 1.20 m de diámetro a excepción de las cuatro columnas de cimentación del estribo derecho del eje 16 que tuvieron 1.00 m.

Las profundidades de perforación variaron de 9.80 a 20.60 metros y por la experiencia comprobada en este proyecto se pudo perforar hasta una profundidad de 21 metros.

**Tabla 2.1** Columnas de cimentación en estructuras del Puente Aguaytía.

Estructura	No. de columnas	Cota de Plataforma	Cota superior de columna	Cota inferior de columna	Long. de columna. (m)	Long. de perforación (m)	Espesor de plataforma (m)	Long. total columnas (m)	Long. total perforación (m)
Estribo izquierdo.	6	281.60	277.60	261.00	16.60	20.60	4.00	99.60	123.60
	12	281.60	277.60	262.00	15.60	19.60	4.00	187.20	235.20
Torre derecha.	21	281.50	277.60	267.00	10.60	14.50	3.90	222.60	304.50
Cámara de anclaje derecha.	48	282.10	277.60	266.60	11.00	15.50	4.50	528.00	744.00
Pilar. Eje 7.	8	282.10	279.10	271.30	7.80	10.80	3.00	62.40	86.40
Pilar. Eje 8.	8	282.00	279.10	271.30	7.80	10.70	2.90	62.40	85.60
Pilar. Eje 9.	8	282.30	279.10	272.50	6.60	9.80	3.20	52.80	78.40
Pilar. Eje 10.	8	282.70	279.10	272.50	6.60	10.20	3.60	52.80	81.60
Pilar. Eje 11.	8	282.50	279.10	272.50	6.60	10.00	3.40	52.80	80.00
Pilar. Eje 12.	8	282.50	279.10	270.20	8.90	12.30	3.40	71.20	98.40
Pilar. Eje 13.	8	281.40	279.10	270.40	8.70	11.00	2.30	69.60	88.00
Pilar. Eje 14.	8	281.60	279.10	270.10	9.00	11.50	2.50	72.00	92.00
Pilar. Eje 15.	8	282.00	279.10	271.00	8.10	11.00	2.90	64.80	88.00
Estribo derecho.	4	282.20	280.20	269.60	10.60	12.60	2.00	42.40	50.40
<b>Total:</b>	<b>163</b>							<b>1,640.60</b>	<b>2,236.10</b>

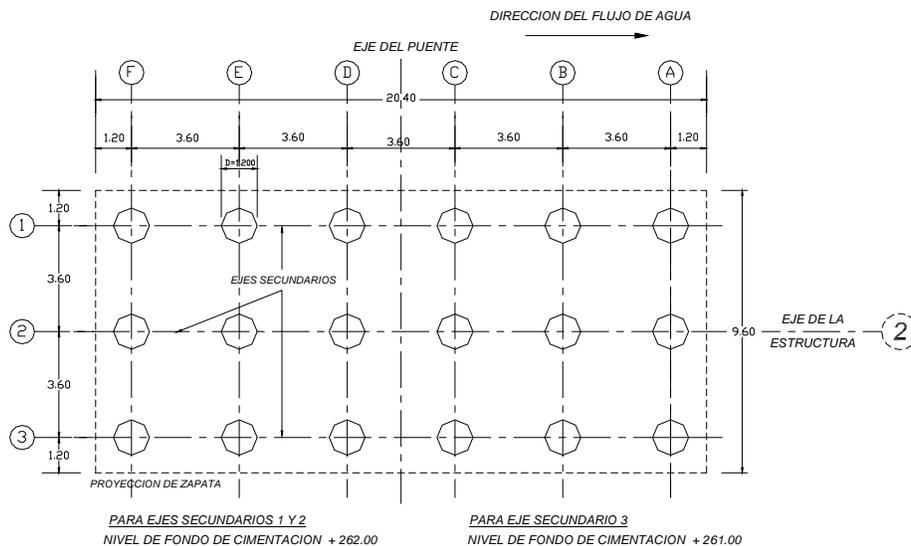
## 2.5. Cimentación del estribo izquierdo. Eje 2.

El estribo izquierdo del puente Aguaytía, mostrado en la figura 1.5, se encuentra ubicado en el eje 2 del proyecto; en la margen izquierda del río Aguaytía.

La cimentación de este estribo la conforman 18 columnas de cimentación, tal como se presenta en la figura 2.1. Las seis columnas ubicadas en el eje secundario número tres tienen una profundidad de perforación de 20.60 m y las doce columnas ubicadas en los ejes secundarios uno y dos tienen 19.60 m.

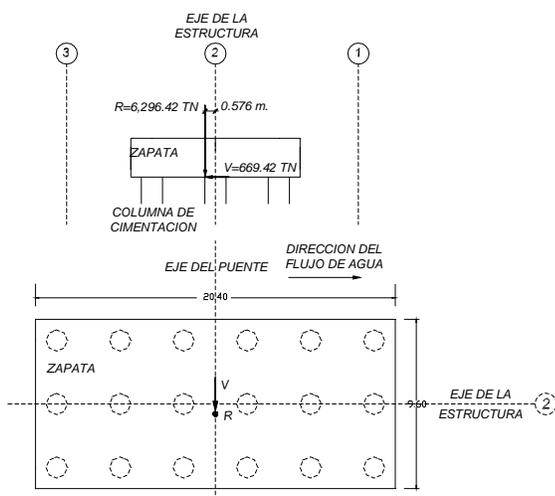
Las perforaciones realizadas fueron de 1.20 m de diámetro, construyéndose una longitud total de columnas de cimentación de 286.80 m y una longitud total de perforación de 358.80 m. Ver tabla 2.1.

La figura 2.1 muestra la distribución geométrica de estas 18 columnas de cimentación.



**Figura 2.1** Distribución de columnas de cimentación para estribo izquierdo.

La figura 2.2 muestra la magnitud de la reacción de la zapata del estribo izquierdo, eje 2, sobre las columnas de cimentación. También se presenta la excentricidad resultante.

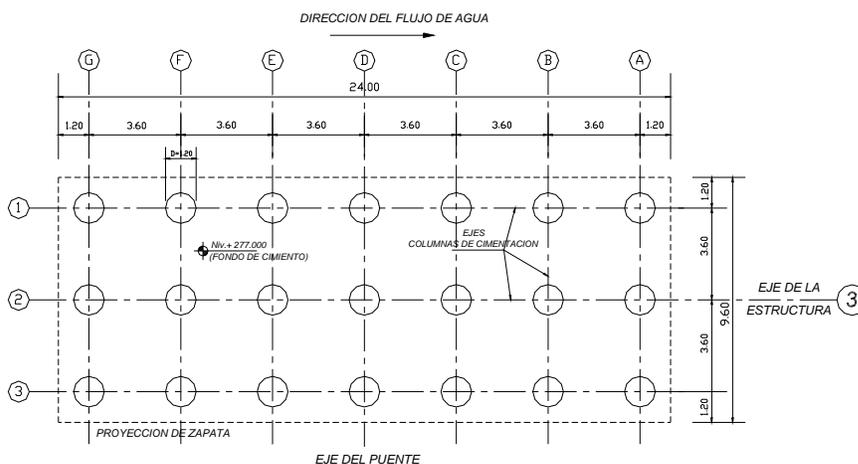


**Figura 2.2** Reacción de la zapata sobre las columnas de cimentación.

### 2.6. Cimentación de torre derecha. Eje 3.

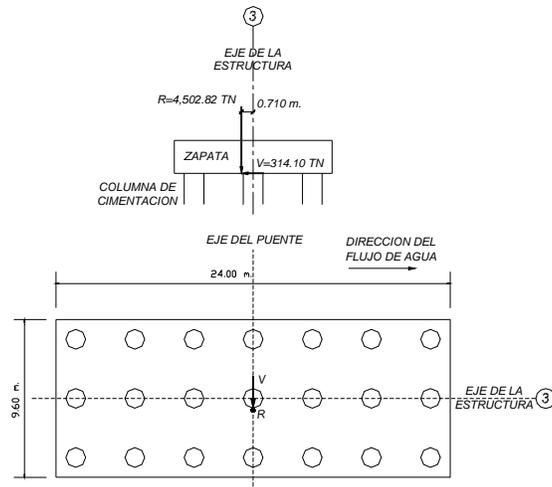
La base de la torre derecha, mostrado en la figura 1.8, se encuentra ubicado en el eje 3 del proyecto; en la margen derecha del río Aguaytía. La cimentación de esta estructura la conforman 21 columnas de cimentación, tal como se presenta en la figura 2.3. Estas columnas de cimentación tienen una profundidad de perforación de  $14.50 \text{ m}$  y un diámetro de  $1.20 \text{ m}$ . La construcción de estas columnas involucró construir una longitud total de columnas de cimentación de  $222.60 \text{ m}$  y una longitud total de perforación de  $304.50 \text{ m}$ . Ver tabla 2.1.

La figura 2.3 muestra la distribución geométrica de estas 21 columnas de cimentación.



**Figura 2.3** Distribución de columnas de cimentación para torre derecha.

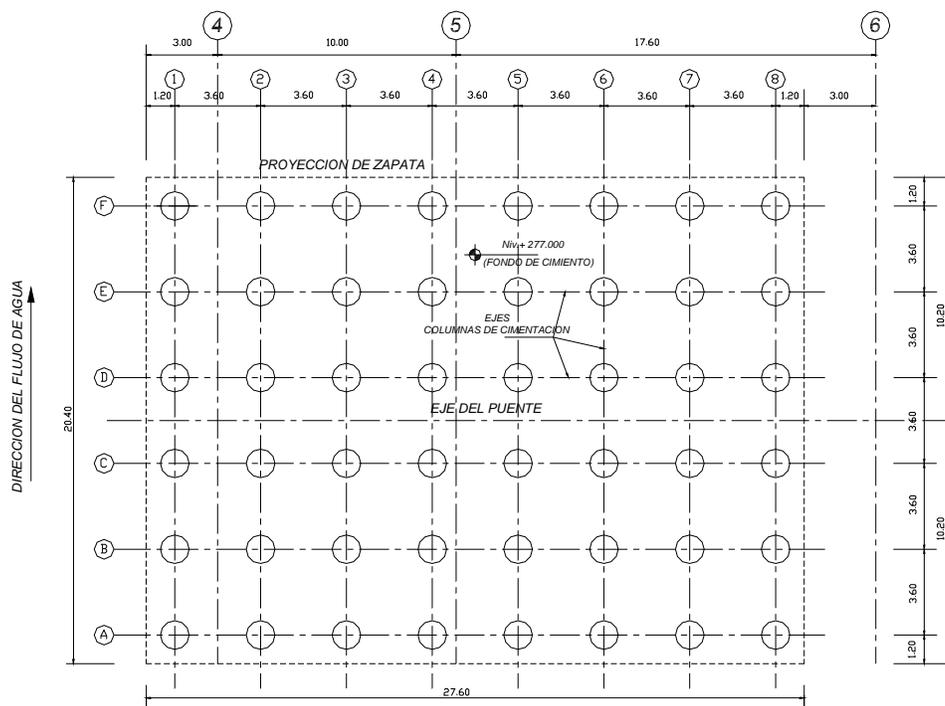
La figura 2.4 muestra la magnitud de la reacción de la zapata de la torre derecha, eje 3, sobre las columnas de cimentación. También se presenta la excentricidad resultante.



**Figura 2.4** Reacción de la zapata sobre las columnas de cimentación.

## 2.7. Cimentación de cámara de anclaje derecha. Ejes 4, 5 y 6.

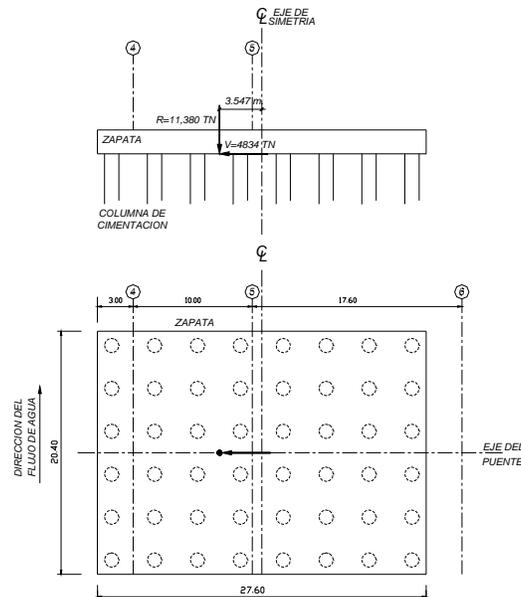
La cámara de anclaje derecha, mostrada en la figura 1.7, se encuentra ubicada en los ejes 4, 5 y 6 del proyecto; en la margen derecha del río Aguaytía. La cimentación de esta estructura la conforman 48 columnas de cimentación, tal como se presenta en la figura 2.5.



**Figura 2.5** Distribución de columnas de cimentación para cámara de anclaje derecha.

Estas columnas de cimentación tienen una profundidad de perforación de 15.50 m y un diámetro de 1.20 m. La construcción de estas columnas involucró una longitud total de columnas de cimentación de 528 m y una longitud total de perforación de 744 m. Ver tabla 2.1.

La figura 2.6 muestra la magnitud de la reacción de la zapata de la cámara de anclaje derecha, eje 3, 4 y 5, sobre las columnas de cimentación. También se presenta la excentricidad resultante.



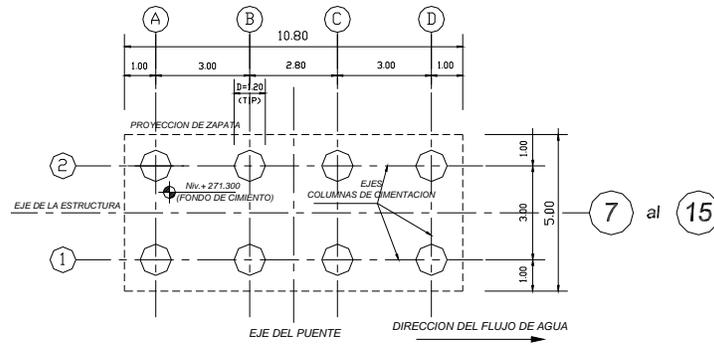
**Figura 2.6** Reacción de la zapata sobre las columnas de cimentación.

## 2.8. Cimentación de pilares. Ejes del 7 al 15.

Los nueve pilares, cuya vista típica se ha mostrado en la figura 1.9, se encuentran ubicados en los ejes 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14 y 15 del proyecto; en la margen derecha del río Aguaytía. Ver figura 1.1.

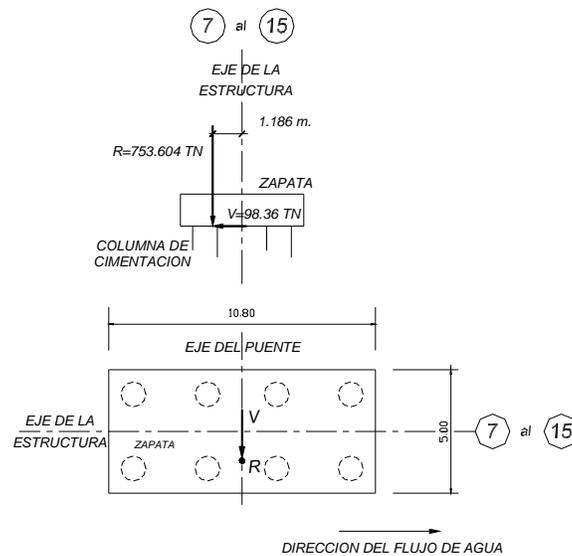
La cimentación de cada pilar está conformado por 8 columnas de cimentación, tal como se presenta en la figura 2.7. Estas columnas de cimentación tienen profundidades de perforación variables, las cuales son mostradas en la tabla 2.1. En esta tabla también se presentan los valores totales de profundidades de perforación y longitudes totales de construcción de columnas de cimentación.

La figura 2.7 muestra la distribución geométrica típica de las columnas de cimentación de los pilares, ejes 7 al 15.



**Figura 2.7** Distribución de columnas de cimentación en pilares.

La figura 2.8 muestra la magnitud de la reacción máxima, valor constante de diseño, sobre la zapata de un pilar sobre las columnas de cimentación. También se presenta la excentricidad resultante.



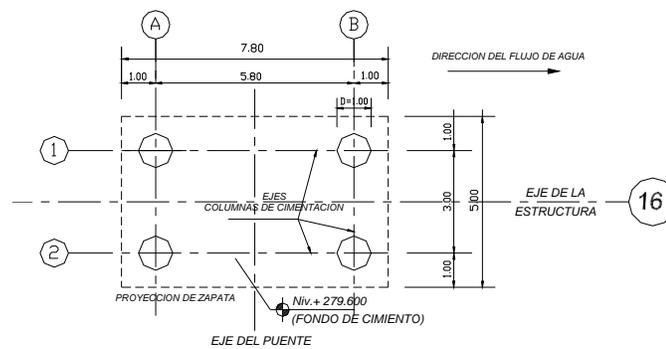
**Figura 2.8** Reacción de la zapata sobre las columnas de cimentación.

## 2.9. Cimentación del estribo derecho. Eje 16.

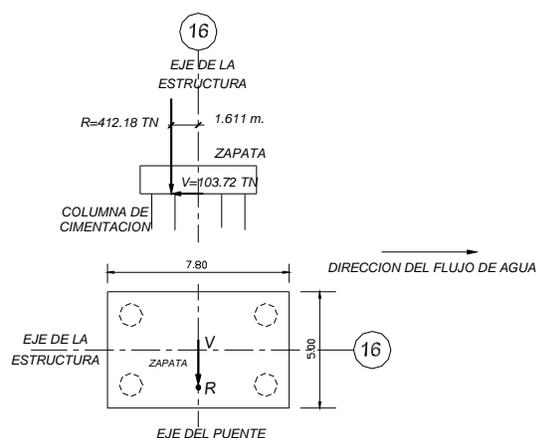
El estribo derecho, mostrado en la figura 1.10, se encuentra ubicado en el eje 16 del proyecto; en la margen derecha del río Aguaytía.

La cimentación de este estribo esta conformado por 4 columnas de cimentación de 1.00 m de diámetro, tal como se presenta en la figura 2.9. Estas columnas de cimentación tienen profundidades de perforación de 12.60 m que involucraron la construcción de una longitud de 42.40 m de columnas de cimentación y la perforación de 50.40 m. Ver tabla 2.1.

La figura 2.10 muestra la magnitud de la reacción de la zapata de este estribo sobre las columnas de cimentación. También se presenta la excentricidad resultante.



**Figura 2.9** Distribución de columnas de cimentación en estribo



**Figura 2.10** Reacción de la zapata sobre las columnas de cimentación.

## 2.10. Determinación de la capacidad de carga de columnas de cimentación.

La capacidad de carga de una columna de cimentación en suelos granulares está determinado por:

$$q_d = \sigma'_{DF} N_q + 0.3 D \gamma' N_\gamma \quad \text{Ec. (3.1)}$$

Donde:

- $q_d$  : Capacidad de carga de la punta de la columna de cimentación.
- $\sigma'_{DF}$  : Presión efectiva vertical a la profundidad de la punta de la columna de cimentación.
- $N_q$  y  $N_\gamma$  : Factores de capacidad de carga.
- $D$  : Diámetro de la columna de cimentación.
- $\gamma'$  : Peso unitario volumétrico efectivo del suelo.

$$S_s = \sigma'_z K_s \text{tg } \phi'_a \quad \text{Ec. (3.2)}$$

Donde:

- $S_s$  : Fricción a lo largo del perímetro de la columna de cimentación.
- $\sigma'_z$  : Presión efectiva vertical a la profundidad considerada.
- $K_s$  : Coeficiente de empuje horizontal, igual a la relación entre los esfuerzos efectivos horizontal y vertical en un elemento en compresión adyacente a la columna de cimentación.
- $\phi'_a$  : Angulo de fricción entre la columna de cimentación y el suelo.

$$Q_{di} = q_d A_p + \sum A_L S_s \quad \text{Ec. (3.3)}$$

Donde:

- $Q_{di}$  : Capacidad de carga de la columna de cimentación.
- $A_p$  : Area de la sección transversal de la punta de la columna de cimentación.
- $A_L$  : Area lateral de la columna de cimentación en el tramo analizado.

Para la aplicación de la fórmula estática para columnas de cimentación con fricción en suelos granulares, se debe considerar que la presión efectiva vertical aumenta sólo hasta una profundidad igual a  $Z'_c$  que es función del ancho de los pilares y del ángulo de fricción interna  $\phi'$  antes de la construcción de las columnas de cimentación.

De acuerdo a la información recopilada en el proyecto, la ubicación de la napa freática se ha supuesto en la cota 282.00; es decir, se ha considerado sumergidos los suelos para estimar el valor del peso unitario volumétrico y la densidad relativa de los suelos.

Para estas estimaciones se han analizado muestras obtenidas en el campo y experiencia de personal calificado en mecánica de suelos.

El ángulo de fricción interna  $\Phi'$  se ha calculado a partir de la densidad relativa empleando la recomendación del NAVFAC DM-7.

El coeficiente  $K_s \tan \Phi'$  se ha calculado de acuerdo a la propuesta de Meyerhof (1976) para el caso de columnas de cimentación.

No se ha tomado en cuenta el aporte a la capacidad de carga por fricción de los pocos suelos cohesivos encontrados.

Para el cálculo del factor de seguridad se ha determinado la mayor carga aplicada a una columna de cimentación del grupo aplicando el método propuesto por R.D. Chellis para el análisis de cargas excéntricas en cimentaciones profundas y se ha comparado con la capacidad de carga de la columna de cimentación.

La carga de trabajo horizontal del pilar se ha asumido como el 10% de la carga de trabajo vertical del mismo, de acuerdo a la recomendación de R.D. Chellis y de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

Los puntos analizados corresponden a los siguientes ejes en los cuales se han efectuado perforaciones.

**Tabla 2.2** Perforaciones realizadas.

Eje	Perforación
2	PA-01
3	PA-02
5	PA-03
7	PA-08
9	PA-04
12	PA-05
14	PA-07
16	PA-06

En el anexo A se presentan los cálculos del análisis de la capacidad de carga de columnas de cimentación de concreto armado para las zapatas de cada uno de los ocho ejes anteriores.

En la tabla 2.3 se presenta la capacidad de carga de las columnas de cimentación. En esta tabla se ha presentado el eje en el cual se ha realizado el análisis, la estructura que se ubica en dicho eje, la cota de fondo de la columna de cimentación y la capacidad de carga en una

cota de análisis específica. Gracias a esta tabla podemos tener una clara idea de la carga que es capaz de soportar cada columna de cimentación en cada estructura del Puente Aguaytía.

Como se puede apreciar en esta tabla, la capacidad de carga de cada columna de cimentación analizada en los sondajes realizados varía de 225 a 557 toneladas que corresponden al Pilar del Eje 9 y a la Torre derecha respectivamente.

**Tabla 2.3** Capacidad de carga de columnas de cimentación.

Eje	Estructura	Cota de fondo de columna	Capacidad de carga	
			Cota de análisis	Carga (ton)
2	Estribo izquierdo.	262.00	262.85	547.10
3	Torre derecha.	267.00	265.48	557.02
5	Cámara de anclaje derecha.	266.60	268.81	509.92
7	Pilar.	271.30	271.52	249.27
9	Pilar.	272.50	272.72	224.61
12	Pilar.	270.20	270.28	478.55
14	Pilar.	270.10	269.07	444.32
16	Estribo derecho.	269.60	269.60	270.08

### *CAPÍTULO III*

#### *“PROCESO CONSTRUCTIVO”*

Uno de los procesos operacionales especiales del puente Aguaytía fue la construcción de columnas de cimentación o Drilled Shafts. Se denomina columnas de cimentación (Drilled Shaft) a pozos perforados en el terreno y vaciados in-situ, sin necesidad de bombear la napa freática o deprimirla.

En el proyecto se construyeron 163 columnas de cimentación, de las cuales 159 tienen un diámetro de 1.20 m y las cuatro restantes son de 1.00 m. La construcción de todas las columnas de cimentación involucró una longitud total de columnas de cimentación de 1,640.60 m y una longitud total de perforación de 2,236.10 m.

El presente capítulo pretende registrar y describir el proceso constructivo llevado a cabo, ya que en la ejecución de este proyecto; no se logró encontrar documentación práctica de este tipo de cimentación y no se obtuvo referencias de que se haya realizado en otros proyectos de nuestro país. Debido a estas razones se contó con el apoyo de dos especialistas de Estados Unidos para ejercer una capacitación al personal encargado de la ejecución de este proceso.

### 3.1. Cimentación del Puente Aguaytía.

Como ya se ha explicado en el capítulo anterior, la cimentación de las estructuras del Puente Aguaytía se basó en columnas de cimentación (Drilled Shafts).

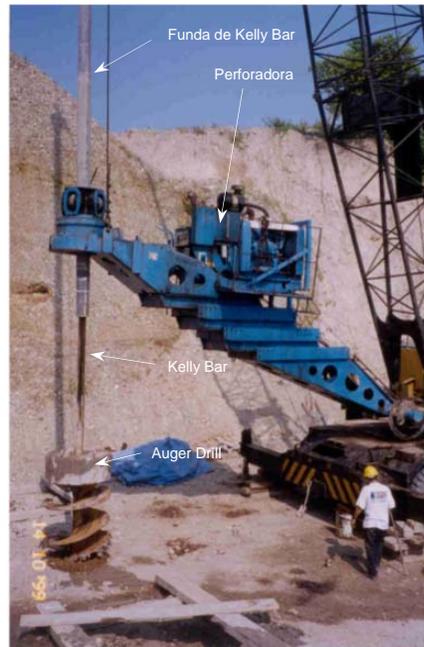
En la tabla 3.1 se detalla, para cada estructura del puente, el número de columnas de cimentación construidas, la longitud neta de cada columna y la profundidad de las perforaciones ejecutadas.

**Tabla 3.1** Columnas de cimentación, longitudes y profundidades de perforación.

Estructura	Número de columnas	Longitud de columna (m)	Profundidad de perforación (m)
Estribo izquierdo. Eje 2.	6	16.60 m	20.60
	12	15.60 m	19.60
Torre derecha. Eje 3.	21	10.60 m	14.50
Cámara de anclaje derecha. Ejes 4,5,6.	48	11.00 m	15.50
Pilar. Eje 7.	8	7.80 m	10.80
Pilar. Eje 8.	8	7.80 m	10.70
Pilar. Eje 9.	8	6.60 m	9.80
Pilar. Eje 10.	8	6.60 m	10.20
Pilar. Eje 11.	8	6.60 m	10.00
Pilar. Eje 12.	8	8.90 m	12.30
Pilar. Eje 13.	8	8.70 m	11.00
Pilar. Eje 14.	8	9.00 m	11.50
Pilar. Eje 15.	8	8.10 m	11.00
Estribo derecho. Eje 16.	4	10.60 m	12.60

Como se puede observar en esta tabla, el número de columnas de cimentación es variable dependiendo de cada estructura. La cámara de anclaje izquierda y alcantarillas fueron las únicas estructuras del Puente Aguaytía que no fueron cimentadas en este tipo de columnas.

Cabe resaltar que la profundidad de perforación siempre es mayor que la longitud de la columna de cimentación, esto se debe a que la profundidad de perforación comprende la longitud de la columna de cimentación más el espesor de la plataforma de trabajo que se conforma por encima de éstas. Ver tabla 2.1.



**Figura 3.1** Equipo de perforación.

Para la construcción de columnas de cimentación fueron cinco los subprocesos operacionales que se realizaron: plataforma de trabajo, perforación del suelo, acero de refuerzo, concreto y demolición de cabezales.

### 3.2. Plataforma de trabajo.

Para poder construir las columnas de cimentación fue necesario conformar una plataforma de trabajo, sobre la cual se desplazará la perforadora para la excavación del terreno, la grúa hidráulica para la colocación de la armadura de refuerzo y el mixer para la colocación de concreto.



**Figura 3.2** Culminación de plataforma de trabajo.

### 3.2.1. Recursos.

El personal, materiales, equipos e instrumentos de medición y ensayo utilizados para la conformación de la plataforma de trabajo se listan en la tabla 3.2.

**Tabla 3.2** Recursos utilizados para la construcción de plataforma.

Recurso.	Descripción.
Personal.	Un supervisor de producción. Un operador de rodillo vibratorio. Un operador de cargador frontal. Un operador de motoniveladora. Un topógrafo y un ayudante.
Materiales.	Roca o bloques de piedra. Se coloca sobre terreno fangoso. Material con características de afirmado. Se coloca sobre los bloques de piedra. Repuestos y elementos menores para el equipo enumerado. Combustible.
Equipos.	Un rodillo vibratorio, CAT-25D, 10 Ton. Compactación. Un cargador frontal, CAT 930-F. Acarreo de materiales. Una motoniveladora. CAT 140-G. Esparcido y nivelación de capas de material.
Instrumentos de medición y ensayo.	Un equipo de ensayo para determinar densidades de campo. Un equipo topográfico para la determinación de niveles.

### 3.2.2. Proceso constructivo.

Para la ejecución de las columnas de cimentación, siempre que sea aplicable, es necesaria la construcción de una plataforma de trabajo que permita el acceso de los equipos requeridos para la construcción de las columnas de cimentación.

La decisión de la aplicabilidad en este proyecto se basó esencialmente a la combinación de tres razones:

- Baja capacidad portante del terreno natural, por lo que no es capaz de soportar el peso del equipo de perforación montado sobre la grúa Lima.
- Terreno no uniforme que dificulta el desplazamiento, la estabilidad de la perforadora y la ubicación exacta del eje de perforación.
- Ubicación del nivel freático.

Cuando la capacidad portante del terreno natural no es capaz de soportar el peso de la perforadora, se recomienda reemplazar el terreno natural por un suelo más apropiado; logrando que no se presenten asentamientos durante las operaciones del equipo.

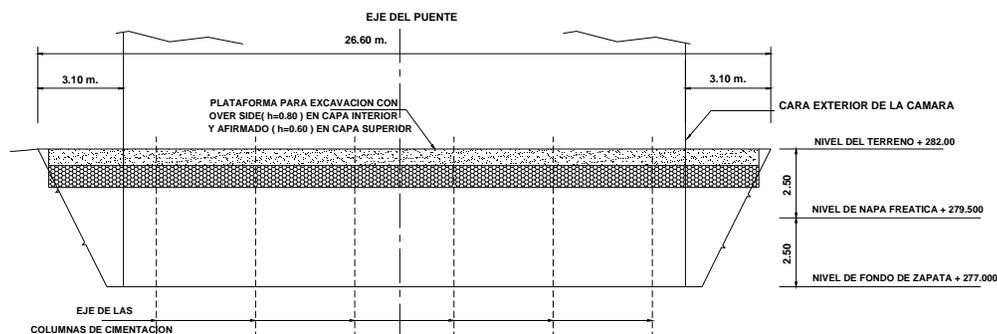
Si se tiene un terreno que no es uniforme, se puede proceder a efectuar un relleno o a enrasar el terreno para dejarlo a la cota que se requiere con el fin de garantizar la estabilidad del equipo de perforación y éste pueda ejecutar sus maniobras.

En el caso que la cota de nivel freático este muy cerca al nivel del terreno es aconsejable que el nivel superior de la plataforma de trabajo debe estar ubicada a no menos de 2.00 m

por encima del nivel freático. La ubicación de la plataforma, según lo expuesto, se debe a que la columna de lodo bentonítico debe tener esa diferencia de altura con respecto al nivel freático; lográndose una mejor estabilización de la pared de la perforación.

Para conformar la plataforma de trabajo se puede recurrir a una de las alternativas mencionadas anteriormente o a su combinación, pero algo que no se puede dejar de lado es que cuando se realice esta plataforma se debe compactar el área a fin de que pueda soportar aproximadamente el paso de un camión de 20 toneladas en dos ejes y cuando sea necesario rellenar se debe proceder a realizarlo en dos o más capas dependiendo del espesor del relleno y utilizando un material adecuado.

En la figura 3.3 se presenta el esquema de la plataforma de trabajo utilizada para la ejecución de las 48 perforaciones de la cámara de anclaje derecha.



**Figura 3.3** Características de la plataforma de trabajo en cámara de anclaje derecha.

### 3.3. Perforación del terreno de fundación.

En el puente Aguaytía se construyeron 163 columnas de cimentación que demandó perforar una longitud total de 2,236.10 m.

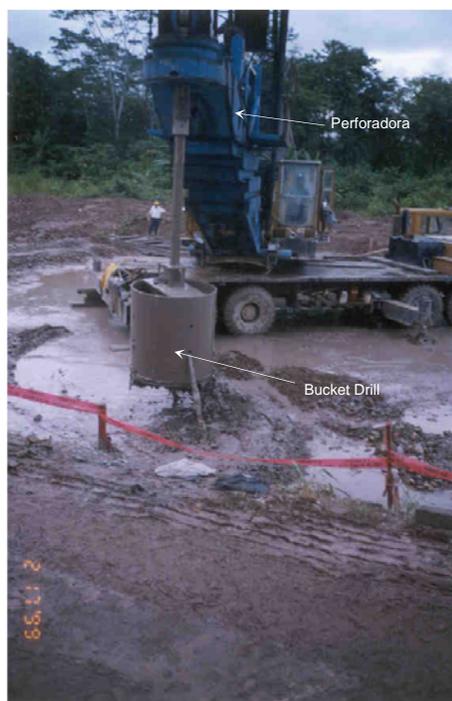
Este punto del informe describe específicamente los recursos utilizados y el proceso constructivo llevado a cabo para las perforaciones ejecutadas, de tal manera que se tenga una referencia detallada de las características específicas de este subproceso.

#### 3.3.1. Recursos.

El personal, materiales, equipos e instrumentos de medición y ensayo utilizados para la perforación del terreno se listan en la tabla 3.3. Además de los recursos mencionados es importante señalar que los materiales consumibles de mayor preponderancia fueron los HD Conical Points C-31 (“dientes” de acero con punta de carburo de tungsteno, widia, para el Auger Drill).

En la figura 3.1 se observa la perforadora utilizada en el proyecto junto con el Auger Drill. Esta perforadora fue de tipo “Lima crane attachment drill units”, Watson Brand Model 5000 CA. De una potencia de 190 Hp y un torque de 99,000 lb-ft (13,695 kg-m).

En la figura 3.4 se muestra la misma perforadora junto con el Bucket Drill, en el momento que se extrae material de limpieza de un pozo perforado.



**Figura 3.4** Perforadora y Bucket Drill.

En la figura 3.5 se esquematiza el montaje de la perforadora sobre la grúa Lima. En esta figura también se pueden observar las dimensiones obtenidas durante las diferentes posiciones utilizadas durante las perforaciones.

La perforadora Watson Brand Model 5000 CA, tiene un peso de 5,450 kg y sus dimensiones son: 3.7 m de largo, 1.90 m de ancho y 3.8 m de altura. Dimensiones tomadas en su posición “compacta”.

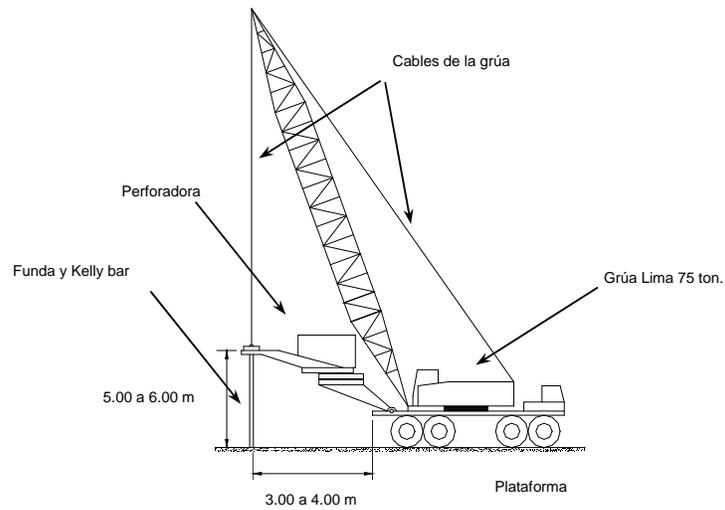
**Tabla 3.3** Recursos utilizados para la perforación del terreno.

Recurso.	Descripción.
Personal.	Un supervisor de producción. Un operador para grúa mecánica de 75 ton, Lima. Un operador de grúa hidráulica de 30 ton, Grove. Un soldador. Un operador de retroexcavadora, John Deere 410 (85 Hp). Un oficial y un ayudante.
Materiales.	Dos casing circulares metálicos de 1.20 m. de diámetro con plancha de acero ASTM A36 de 3/8" y refuerzo en una longitud de 1'6" a partir de la parte inferior. El diámetro interior del casing debe ser ligeramente superior al diámetro exterior del Auger o Bucket Drill. Utilizados para colocar dentro de la perforación en problemas puntuales como segunda alternativa de contención de las paredes de las perforaciones. HD Conical Points C-31. Dientes del Auger Drill. <i>Materiales preponderantes.</i> Pengo T-35. Dientes de Bucket Drill. Pilot. Vértice del Auger Drill. Funda de acero para la Telescopic Kelly Bar. Barra de acero para la Telescopic Kelly Bar. Materiales de soldadura para Kelly Bar y Auger Drill. Bentonita. Preparación de lodo bentonítico. Bicarbonato de Sodio. Preparación de lodo bentonítico. Agua. Preparación de lodo bentonítico. Polímeros químicos. Estrobo de acero. Diámetro 1/2", para el izaje de los casing. Elementos menores de desgaste de los equipos enumerados. Combustible.
Equipos.	Una grúa mecánica de capacidad de izaje de 75 ton, Lima. Ver figura 3.5. Una perforadora, incluyendo Kelly Bar (barra eje de la perforadora), Bucket Drill (balde perforador) y Auger Drill (taladro perforador). Ver figura 3.1, 3.4, 3.5 y 3.6. Grúa hidráulica de 30 ton, Grove. Utilizada para colocar la armadura de refuerzo dentro de las perforaciones. Ver figura 3.13. Una retroexcavadora, John Deere 410 (85 Hp). Para la movilización de Bucket Drill o Auger Drill al momento de su desinstalación. Una máquina de soldar, Miller. Muy utilizada para mantenimiento de la Kelly Bar, Auger Drill y Bucket Drill. Una bomba de drenaje, Thompson (60 Hp). Utilizable para el bombeo del lodo bentonítico. Una planta de lodos. Reciclado de lodo. Ver figura 3.17 Grupo electrógeno de 250 Kw. Para generación eléctrica a la planta de lodos. Motobomba de 2". Abastecimiento de agua.
Instrumentos de medición y ensayo.	Un equipo de ensayo para determinación la viscosidad, ph, contenido de arena y densidad. Equipo denominado PDSCO SLURRY TESTING EQUIPMENT. Un equipo topográfico. Una wincha metálica de 30 m, para determinar la profundidad perforada.

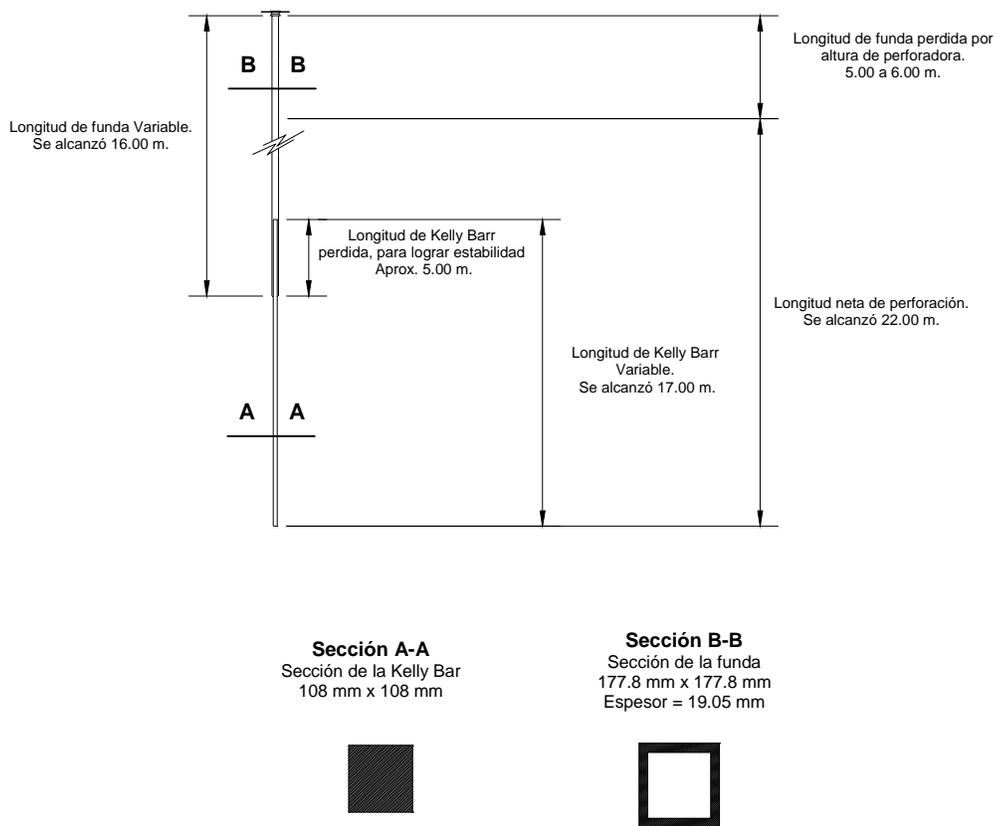
En la figura 3.6 se esquematiza la Telescopic Kelly Bar. En este gráfico se han presentado las dimensiones utilizadas durante las perforaciones realizadas. También se ha registrado las secciones transversales de la funda y de la Kelly Bar.

La densidad del acero de la Kelly bar y de la funda es de  $8,415 \text{ kg/m}^3$ <sup>1</sup> por lo que el peso de la Kelly Bar es 98.15 Kg/ml y el de la funda es de 101.80 Kg/ml.

<sup>1</sup> Dato proporcionado por Aceros Bohler del Perú.



**Figura 3.5** Grúa mecánica Lima y equipo de perforación.



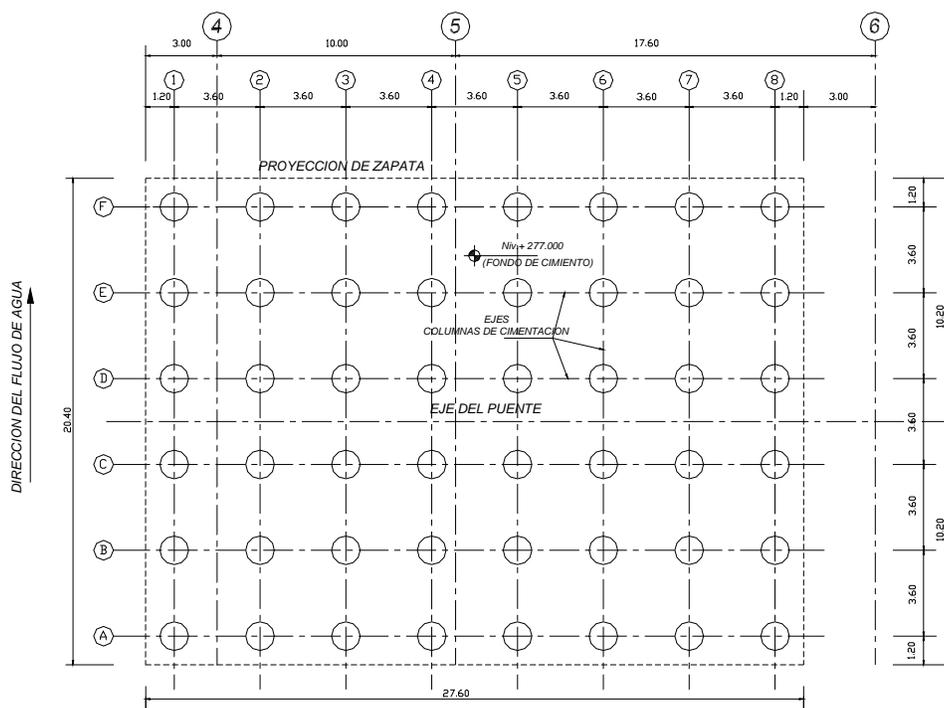
**Figura 3.6** Esquema de Telescopic Kelly Bar.

### 3.3.2. Proceso constructivo.

#### 3.3.2.1. Replanteo Topográfico.

Para poder ejecutar las perforaciones, se tiene que realizar un replanteo topográfico de tal manera que se ubique con exactitud los ejes de las columnas de cimentación.

En la figura 3.7 se puede apreciar una distribución típica de perforaciones realizadas en la cámara de anclaje derecha, que es la estructura que concentra el mayor número de columnas de cimentación.



**Figura 3.7** Distribución de columnas de cimentación en cámara de anclaje derecha.

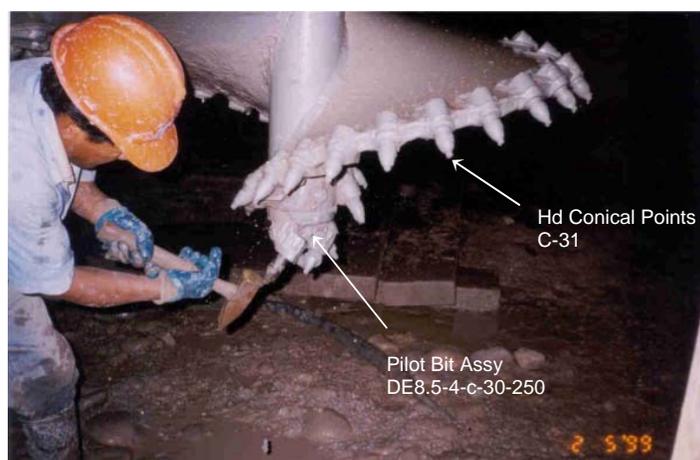
#### 3.3.2.2. Perforación.

A continuación se describe el procedimiento específico para la perforación del terreno en la construcción de las columnas de cimentación.

- Dependiendo del tipo de material que se excava es necesario contar con un Bucket Drill y un Auger Drill de diámetros coincidentes con los diámetros de las perforaciones a realizar. Ver figura 3.1 y 3.4.
- Antes de iniciar una perforación se debe tener preparado un tanque de lodo bentonítico o los materiales necesarios para preparar el lodo bentonítico manualmente, con el objetivo de estabilizar la pared de la perforación.

- El equipo de perforación debe colocarse en la posición adecuada, para lo cual del vértice del Auger Drill se baja una plomada que debe coincidir con el centro de la columna de cimentación. Dos personas ubicadas en diámetros perpendiculares se encargan, mediante plomadas, de verificar la verticalidad del eje del taladro.
- La perforación se inicia utilizando el Auger Drill, el cual va penetrando en el terreno. Conforme se avanza la perforación se debe ir introduciendo el lodo bentonítico en ésta, manteniéndolo siempre al mismo nivel de la plataforma de trabajo, para estabilizar siempre la pared de la perforación y no existan posibles derrumbes.
- El avance de la perforación se va controlando mediante el tensado de los cables de acero de la grúa Lima a los cuales esta sujeta la Telescopic Kelly Bar.
- Cada cierto tiempo, según el estrato que se perfora, se retira el Auger Drill y se verifica el desgaste de los HD Conical Points C-31, tal como lo muestra la figura 3.8. En caso de detectarse desgaste de uno o más HD Conical Points C-31, se procede a su retiro y cambio rápidamente; continuándose con el proceso de perforación.

Cuando se retira el Auger Drill del pozo que se está perforando, abundante material de suelo disturbado aparece adherido en sus “hélices”. Con el equipo utilizado, solo hubo necesidad de girar a gran revolución la Telescopic Kelly Bar para que el material se desprenda gracias a la aceleración centrífuga aplicada. Cabe resaltar que debido a que la superficie superior del Auger Drill es plana, ver figura 3.1, siempre se logró extraer material acumulado sobre dicha superficie.



**Figura 3.8** Inspección de desgaste de Hd Conical Points en Auger Drill.

- Si se encontrara un estrato de suelo no cohesivo (de manera que no pueda ser extraído) se procede a cambiar el Auger Drill por el Bucket Drill, procediendo a introducirlo en la perforación para efectuar la extracción del material de fondo. El Bucket Drill se utiliza para la limpieza y eliminación del material perforado.

- Después de cada extracción de material con el Auger Drill, se debe verificar la profundidad perforada con un wincha metálica. Para esto, en el inicio de la cinta de medición de la wincha; se le ancla un peso de 2 kg para que la cinta pueda descender en el lodo bentonítico hasta el fondo del pozo que se está perforando.
- Si se nota vestigios de desprendimiento de la pared de la perforación o fuga de Bentonita se le irá adicionando al lodo bentonítico, un polímero seco o estabilizador; que tiene la propiedad de aumentar la densidad y viscosidad del lodo bentonítico y convertirlo en un material impermeabilizante para las paredes de la perforación.
- Faltando aproximadamente 30 cm de perforación para llegar a la cota de fondo se debe realizar obligatoriamente el cambio del Auger Drill por el Bucket Drill para llegar a obtener la cota requerida y uniformizar el fondo de la perforación para obtener una superficie horizontal.

### 3.4. Armadura de refuerzo.

La armadura de refuerzo es el tercer subproceso para la construcción de las columnas de cimentación e involucró la colocación de 160 toneladas de acero de refuerzo.

#### 3.4.1. Recursos.

El personal, materiales, equipos e instrumentos de medición y ensayo utilizados para la habilitación y colocación de la armadura de refuerzo se listan en la tabla 3.4.

**Tabla 3.4** Recursos utilizados para la habilitación y colocación de la armadura de refuerzo.

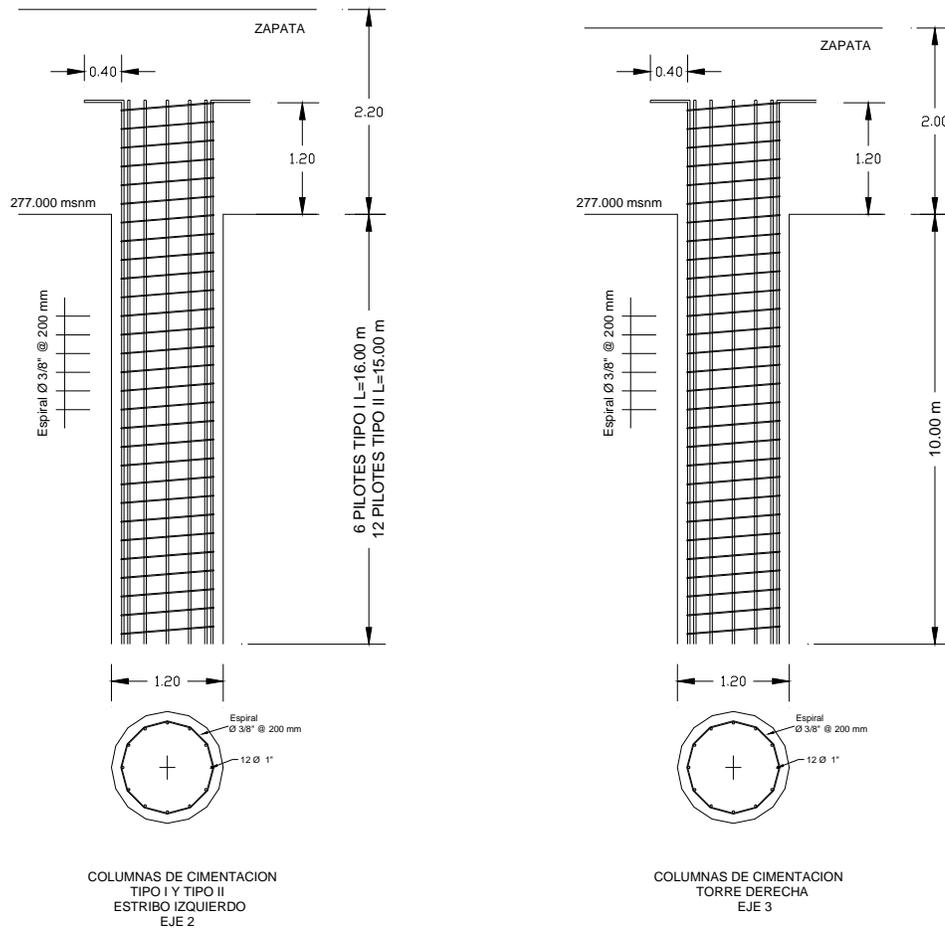
Recurso.	Descripción.
Personal.	Un supervisor de producción. Un operador para grúa hidráulica de 30 ton. Un oficial. Dos ayudantes.
Materiales.	Barras de acero corrugado, según planos. Barras de acero corrugado 1/2", de 1.00 y 1.20 m. Sujetadores. Barras de acero corrugado 1/2", de 3.00 m. Indicadores. Listones de madera. Sujeción de estrobos. Estrobos de acero 1/2". Izaje de la "canastilla". Combustible y elementos menores de desgaste de equipos enumerados.
Equipos.	Dobladora eléctrica de acero. Una grúa hidráulica, Grove, 30 ton. Una cizalla eléctrica. Un equipo de oxicorte. Corte de acero auxiliar, no estructural.
Instrumentos de medición y ensayo.	Una wincha metálica de 30 m, para verificar dimensiones de la "canastilla".

### 3.4.2. Habilitación y colocación.

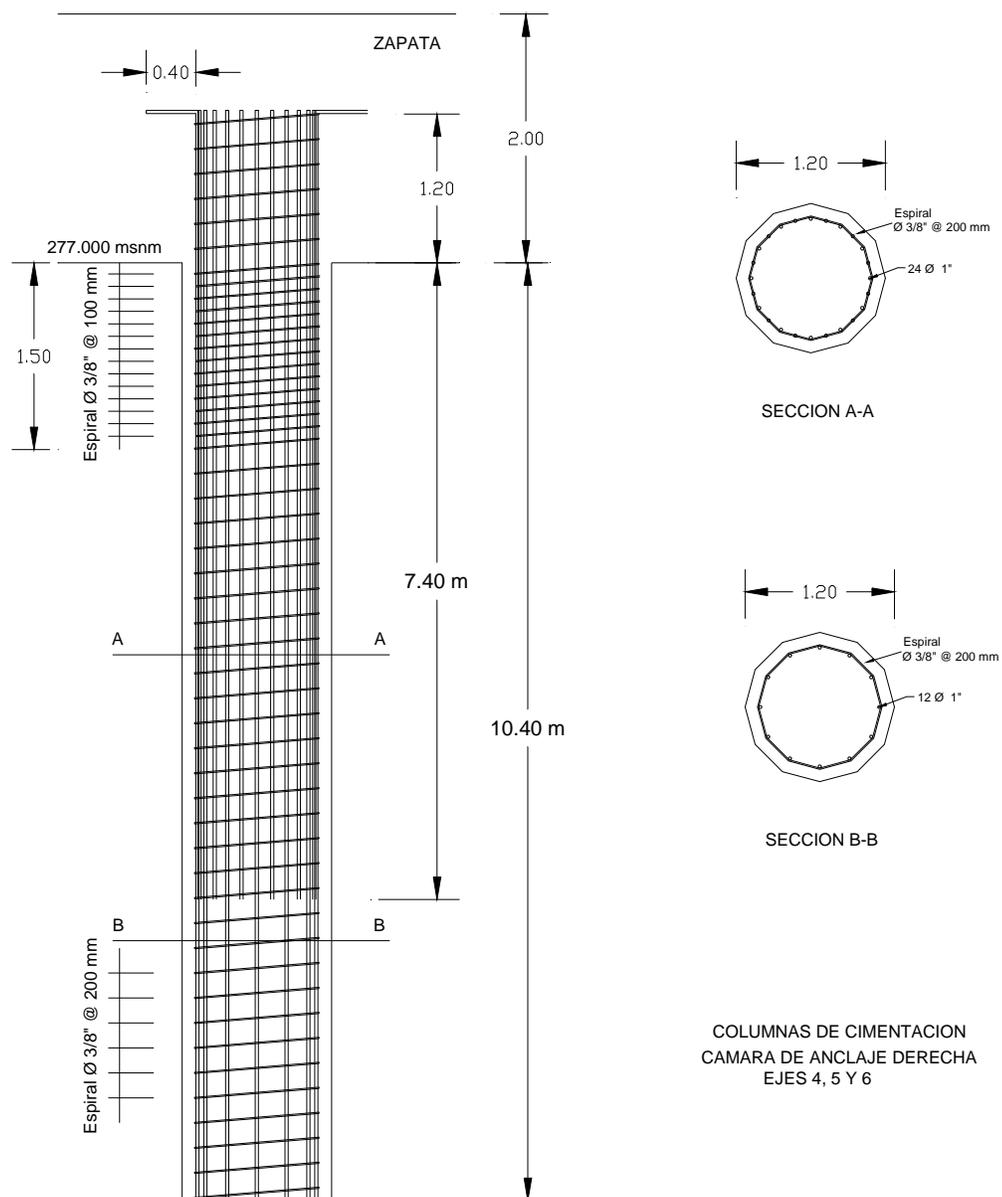
La armadura de refuerzo para las columnas de cimentación está conformada por acero longitudinal y acero transversal, tal como se muestra en las figuras 3.9, 3.10 y 3.11.

El acero transversal es de forma helicoidal de tal manera que envuelve a los aceros longitudinales. Si se realiza una sección transversal de la armadura esta será una circunferencia de diámetro igual al diámetro de la columna de cimentación menos dos veces el recubrimiento respectivo.

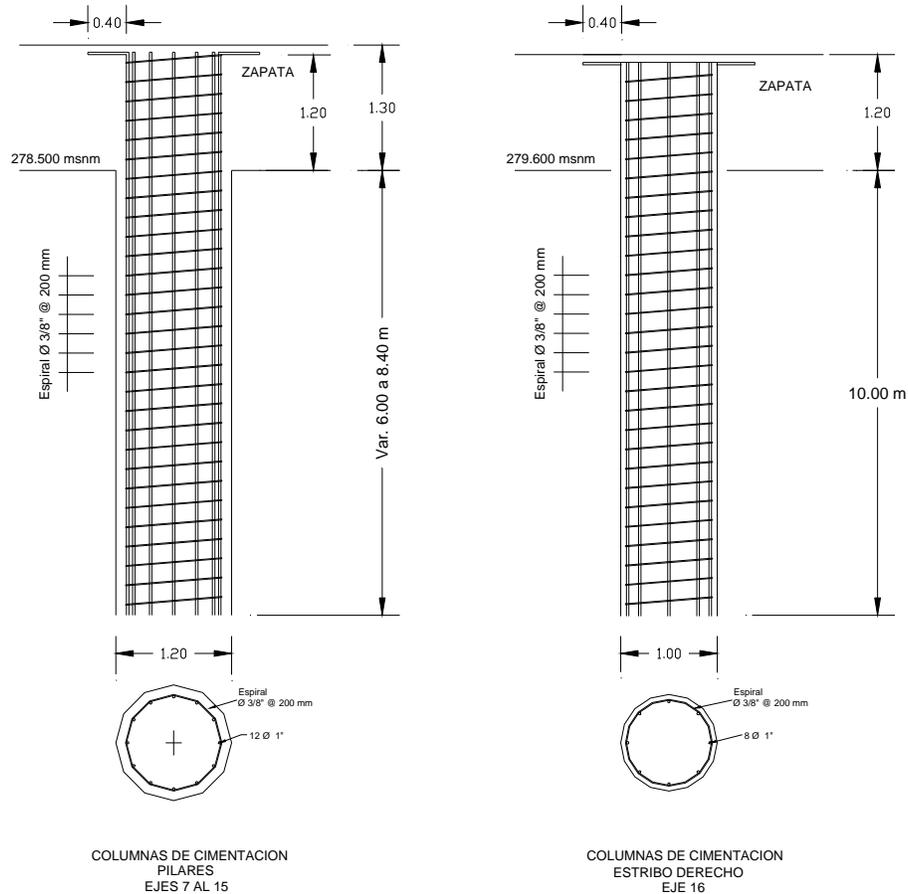
Las armaduras de refuerzo fueron colocadas dentro de las perforaciones en conjunto (armaduras verticales y refuerzo helicoidal) inmediatamente después de terminada la perforación y antes de la colocación del concreto. La colocación de la armadura de refuerzo dentro de las perforaciones ejecutadas se realiza sin necesidad de bombear el lodo bentonítico. Solamente se controla el ph, que debe estar siempre en 7, para evitar someter el acero y el concreto a ambientes agresivos.



**Figura 3.9** Armadura de refuerzo para columnas de cimentación del estribo izquierdo del eje 2 y de la torre derecha del eje 3.



**Figura 3.10** Armadura de refuerzo para columnas de cimentación de la cámara de anclaje derecha. Ejes 4, 5 y 6.



**Figura 3.11** Armadura de refuerzo para columnas de cimentación de los pilares de los ejes 7 al 15 y del estribo derecho del eje 16.

Después de habilitada la armadura, ver figura 3.12, y estando lista para ser colocada dentro de la perforación se procede a colocar un listón de madera paralelamente a la armadura longitudinal y arriostrado de manera que se le pueda sujetar una faja, la cual debe engancharse luego a la grúa Grove (30 Ton) que procederá a izar la armadura en posición vertical y trasladarla a la perforación culminada. Ver figura 3.13.

En el momento que es colocada la armadura, se debe de verificar si tiene instalados los dados de concreto para proporcionar el recubrimiento de 7.5 cm requerido; así como también se debe eliminar, con equipo de oxicorte, el acero auxiliar de diámetro 1/2" colocado para darle la forma cilíndrica a la armadura y de esta manera no se deforme.



**Figura 3.12** Habilitación de armadura de refuerzo para columna de cimentación.

Cuando falte aproximadamente 1.00 m para que ingrese la armadura a la perforación se debe adicionar dos barras corrugadas de  $\frac{3}{4}$ " y de 2.00 m de longitud, las cuales deben colocarse paralelamente al refuerzo longitudinal y una en cada extremo de un diámetro cualquiera. Estas barras adicionales deben estar bien sujetas y en una posición tal que cuando se introduzca totalmente la armadura de refuerzo en la perforación queden visibles. El objetivo de estas barras adicionales es determinar si la armadura se levanta y emerge del lodo bentonítico cuando se efectúa el vaciado de concreto.

La figura 3.13 muestra el momento en que la grúa hidráulica Grove (30 Ton) procede al izaje de la armadura de refuerzo para columna de cimentación con el fin de colocarla dentro de la perforación realizada.



**Figura 3.13** Colocación de armadura de refuerzo.

### 3.5. Concreto.

El concreto que se utilizó para la construcción de las columnas de cimentación fue de un tipo especial denominado “Tremie”. Las consideraciones que se tomaron durante su colocación fueron las que se obtuvieron de las diversas recomendaciones para la colocación de concreto bajo agua, debido a que no hubo necesidad de deprimir la napa freática ni de bombear el lodo bentonítico.

#### 3.5.1. Recursos.

El personal, materiales, equipos e instrumentos de medición y ensayo utilizados para la producción, transporte y colocación de concreto son listados en la tabla 3.5.

**Tabla 3.5** Recursos utilizados para la producción, transporte y colocación de concreto.

Recurso.	Descripción.
Personal.	Un supervisor de producción. Un laboratorista. Un operador de grúa, Grove. Dos operadores de mixer. Un operador de planta de concreto. Un ayudante.
Materiales.	Arena < ¼”. Cemento Portland. Tipo I. Grava triturada < 1”. Agua. Aditivo Procon RC. Listones de madera, para el plataformado. Tablones de madera, para el plataformado. Apoyos metálicos, para ducto “tremie”. Bolas de papel de bolsa de cemento. Combustible y elementos menores de desgaste de los equipos enumerados.
Equipos.	Una grúa hidráulica, Grove, 30 ton. Dos mixer, 6 m <sup>3</sup> . Planta de concreto.
Instrumentos de medición y ensayo.	Equipo de ensayo para pruebas de laboratorio para garantizar y asegurar la calidad del concreto producido. Una wincha metálica de 30 m, para obtener la cota obtenida en la colocación del concreto en cada columna.

#### 3.5.2. Producción de concreto.

El concreto utilizado para la construcción de las columnas de cimentación fue del tipo “Tremie” para una resistencia de 210 kg/cm<sup>2</sup> con un Slump de 7”, para lo cual se utilizó Cemento Andino Tipo I, grava triturada menor de 1”, arena menor de ¼” y aditivo Procon RC.

Toda la dosificación fue controlada en base a peso nunca a volumen, la producción de concreto contó con una planta de concreto con una capacidad de producción de 70 m<sup>3</sup>/hora y dos mixer, carros concreteros, de 6 m<sup>3</sup>.

En cada vaciado de concreto siempre se controló las revoluciones de la tolva del mixer, el slump de la mezcla, el ciclo de transporte relacionado con la distancia en la que se transporta. Todos estos datos fueron registrados como parte del Sistema de Aseguramiento de la Calidad del proyecto.

A continuación se presenta el diseño de mezcla empleado para la producción de concreto, el cual arrojó siempre resistencias superiores a los 300 kg/cm<sup>2</sup>.

#### DISEÑO DE MEZCLA PARA CONCRETO F'C = 210 Kg/cm<sup>2</sup> (CONCRETO TIPO TREMIE)

$$M_i = \frac{1000}{C} - 0,318 - \frac{a}{c} \times P_i \div \sum_1^n \frac{P_i}{G_i}$$

C = Peso de cemento por metro cúbico de mezcla (Kg.)

a/c = Relación agua/cemento

n = Número de agregados de la mezcla

M<sub>i</sub> = Proporción de mezcla del agregado i

P<sub>i</sub> = Porcentaje por peso del agregado i con respecto al total de los n agregados

G<sub>i</sub> = Peso específico del material i

<b>Por Resistencia :</b>	A/C	= 0.44
	Agua	= 207
	Cemento	= 470 Kg/m <sup>3</sup> (11,06 bolsas/m <sup>3</sup> )
	Adit. Procon RC	= 1327,2 cc/m <sup>3</sup>

#### **Arena < 1/4"**

$$M_i = \frac{1000/470 - 0,315 - 0,44}{40/2,59 + 60/2,61} \times 40 = 1.429$$

#### **Grava < 1"**

$$M_i = \frac{1000/470 - 0,315 - 0,44}{40/2,59 + 60/2,61} \times 60 = 2.144$$

#### **Dosificación en peso para 1 m<sup>3</sup> de mezcla.**

Agua	= 207 Lt
Aditivo Procon RC	= 1,327,2 cc
Cemento Tipo I (Andino)	= 470 Kg
Arena < 1/4"	= 672 Kg
Grava triturada < 1"	= 1008 Kg

#### **Volumen de agregado para 1 m<sup>3</sup> de mezcla.**

Arena < 1/4"	672/1612 =	0,417 m <sup>3</sup>
Grava triturada < 1"	1008/1597 =	0,631 m <sup>3</sup>
Slump : 7"		

### 3.5.3. Transporte y colocación de concreto.

El concreto es colocado dentro de la perforación sin deprimir la napa freática ni bombear el lodo bentonítico gracias a la ayuda de un ducto metálico, que es conformado por varios tramos, iniciando desde el fondo de la perforación hasta la parte superior en una operación continua hasta alcanzar la cota prevista más medio diámetro.

Al momento de la colocación del concreto, el lodo bentonítico debe tener una densidad no superior a  $1.05 \text{ kg/m}^3$  y es recuperado, cuando se va a reciclar, por una bomba de drenaje hacia la planta de lodo.



**Figura 3.14** Ducto metálico para colocación de concreto.

Antes de proceder con el desarrollo del proceso se debe construir una “poza” natural al costado de la columna de cimentación donde se colocará el concreto con el objetivo de almacenar allí el lodo bentonítico que es desplazado por el concreto que se está colocando.

También se debe verificar la correcta posición del plataformado de madera que se encuentra encima de la perforación, de tal manera que esté estable, alineado y en buenas condiciones para realizar la colocación del concreto. Una grúa Grove (30 Ton) debe ubicarse cerca de la perforación para proceder a trasladar los tramos que conforman el ducto metálico en el momento de la colocación del concreto.

A continuación se describe el procedimiento específico llevado a cabo para la colocación de concreto:

- Con la grúa hidráulica Grove se traslada e instala el ducto metálico por tramos, que son introducidos en la perforación; para lo cual dos ayudantes colocan apoyos metálicos sobre el plataformado de madera con la finalidad de sostener cada tramo del ducto metálico, cuando es soltado por la grúa hidráulica, y evitar que entre en contacto con el fondo de la perforación. Después que se ha apoyado el primer tramo de ducto metálico evitando que llegue al fondo de la perforación, la grúa Grove puede soltarlo y proceder a trasladar otro tramo de ducto para colocarlo encima del primer tramo que se encuentra dentro de la perforación, en este momento los ayudantes unen ambos tramos mediante la colocación de pernos de sujeción.
- El proceso anterior es repetido hasta que el ducto tenga la longitud requerida para la colocación del concreto. Cuando se logra obtener dicha longitud se procede a colocar como tramo final un embudo metálico para poder introducir con facilidad el concreto al pozo perforado a través del ducto metálico. Ver figura 3.14.
- Terminada la operación de colocación del ducto, se comunica a la planta de concreto para que proceda a realizar el abastecimiento del concreto.
- Inmediatamente debe llegar un mixer el cual se ubica en una posición tal, que su “chute” llegue a estar por encima del embudo metálico y se pueda proceder a vaciar el concreto en la perforación a través del ducto metálico. Ver figura 3.15. Antes de la colocación del concreto se debe introducir una esfera de diámetro igual al diámetro de la tubería metálica. Esta esfera puede ser de papel o de jebe y se introduce con el fin de evitar que el concreto entre en contacto con el lodo bentonítico antes de llegar al fondo del pozo perforado.



**Figura 3.15** Colocación de concreto en columnas de cimentación.

- Antes de colocar el concreto del segundo mixer, la grúa Grove debe levantar el ducto metálico de tal manera que el tramo superior quede fuera de la perforación, inmediatamente se colocan apoyos metálicos necesarios y se retira los pernos de sujeción que unen este tramo de ducto con los demás. Siempre la parte inferior de la tubería debe quedar sumergida en el concreto aproximadamente 1.5 m. La grúa Grove

debe retirar el embudo metálico conjuntamente con el tramo de ducto metálico que tiene unido colocándolos a un costado de la perforación. Posteriormente dos ayudantes quitan los pernos de sujeción que unen el tramo retirado y “embudo” metálico, quedando este último libre para ser transportado e instalado nuevamente encima del tramo que ha quedado dentro de la perforación, procediéndose a colocar los pernos de sujeción y luego continuar colocando el concreto en la perforación.

- La actividad descrita es repetida hasta que se haya colocado el volumen de concreto requerido, para lo cual se debe verificar con una wincha la cota a la que debe llegar el concreto. Para esto, en el inicio de la cinta de medición de la wincha se le ancla un peso de 2 kg aproximadamente para que la cinta pueda descender en el lodo bentonítico hasta el nivel de colocación del concreto, tal como se hizo en la perforación. Hay que tener en cuenta que la medición se debe efectuar ingresando la cinta métrica entre el ducto metálico y la pared de la perforación (no se debe medir haciendo ingresar dicha cinta por el ducto metálico). Finalmente los tramos de ducto metálico que quedan dentro de la perforación son extraídos, desinstalados y limpiados.

### 3.6. Demolición de cabezales de columnas de cimentación.

Culminada la colocación del concreto la parte superior de la columna de cimentación queda expuesta, hasta que fragua totalmente, a la contaminación causada por el lodo bentonítico; motivo por el cual el proyectista definió demoler una parte de la longitud superior de la columna de cimentación en medio diámetro (0.5 m y 0.6 m para columnas de 1.00 m y 1.20 m de diámetro respectivamente). Ver figura 3.16.

#### 3.6.1. Recursos.

El personal, materiales, equipos e instrumentos de medición y ensayo utilizados para la demolición de cabezales de concreto en columnas de cimentación son listados en la tabla 3.6.

**Tabla 3.6** Recursos utilizados para demolición de cabezales en columnas de cimentación.

Recurso.	Descripción.
Personal.	Un supervisor de producción. Un topógrafo. Cuatro operadores de martillo neumáticos. Cinco ayudantes.
Materiales.	Combustibles y lubricantes. Elementos menores de desgaste de equipos enumerados.
Equipos.	Cuatro martillos neumáticos. Dos compresoras.
Instrumentos de medición y ensayo.	Una wincha metálica de 30 m, para verificar alturas de demolición. Un equipo topográfico. Para obtener cota final antes de la construcción del solado para las zapatas.

### 3.6.2. Proceso constructivo.

El extremo superior de las columnas de cimentación fue cortado en 60 cm ó 50 cm, según el diámetro de columna, por encima del *fondo de la zapata* correspondiente; a fin de eliminar el concreto posiblemente contaminado con la bentonita. El corte se refiere únicamente al concreto y no a las armaduras, las cuales se deben anclar en las zapatas de acuerdo a lo indicado en los planos del Proyecto.

Para realizar este corte, el cual lo denominamos demolición de cabezales, se debe efectuar la excavación necesaria de tal manera de dejar en exposición un aproximado de 70 cm ó 60 cm de columna de cimentación, según el diámetro, por *encima del fondo del solado* (espesor de solado = 10 cm) de la zapata correspondiente. Luego de dejar a la exposición estos cabezales se procede a demoler el concreto con martillos neumáticos hasta llegar a la cota requerida.



**Figura 3.16** Demolición de los cabezales de las columnas de cimentación.

### 3.7. Estabilización del suelo.

Para la estabilización de las paredes de las perforaciones se investigaron tres alternativas<sup>2</sup> que fueron consultadas con especialistas en producción de lodos para estabilización de suelos:

#### 3.7.1. Lodo a base de polímero.

Utilización de un fluido a base del polímero Super Mud, el cual es un estabilizador de suelo que reemplaza a la bentonita. Se utiliza en la proporción aproximada de 1 Galón para 800 Galones de agua logrando una viscosidad de entre 35 a 45 segundos<sup>3</sup>. También

<sup>2</sup> Alternativas proporcionadas por el Ing. Frank Wilson (Mud Engineer) de la empresa SINCLAIR WELL PRODUCTS & SERVICES - USA, dedicada al tratamiento de lodos para la estabilización de suelos en diferentes aplicaciones en construcción.

<sup>3</sup> Ver Anexo C procedimientos de ensayo para determinar las propiedades del lodo bentonítico.

existe el producto Super Mud Dry que es lo mismo pero deshidratado y sirve para regular la viscosidad del lodo después de haberlo formado con el producto líquido.

En ambos casos la regulación del ph se realiza con bicarbonato de sodio y el polímero actúa como un floculante, es decir hace que las partículas de suelo desprendidas por efecto de la excavación se aglutinen y precipiten al fondo de la misma; facilitando su remoción y manteniendo el lodo limpio de partículas de suelo eliminando la necesidad del uso de equipo de desarenado y limpieza del lodo permitiendo que pueda ser reutilizado.

El polímero de la mezcla puede ser desactivado con Hipoclorito de Sodio y se puede eliminar al ambiente. Este método de estabilización permite realizar la mezcla inmediatamente antes de su colocación en la perforación debido a que su combinación es instantánea.

### **3.7.2. Lodo a base de bentonita.**

Utilización de un fluido conformado por la mezcla dosificada de agua y bentonita. La dosificación recomendada es de 11.5 kg de Bentonita para 185 litros de agua. Esta mezcla debe dar una viscosidad de 40 segundos y su ph también debe ser regulado por la adición de Bicarbonato de Sodio.

El lodo bentonítico a diferencia del lodo a base de polímero debe de ser preparado 12 horas antes de su utilización en la perforación con la finalidad de lograr una adecuada hidratación.

Este sistema se puede utilizar con un equipo para limpieza y reciclado el cual se denomina planta de lodo, el cual tiene un costo bastante elevado pero permite reutilizar la bentonita en las perforaciones siguientes.

El tratamiento del lodo de bentonita para el mezclado y desarenado se hace en una planta de lodos, ver figura 3.17, que consta de los siguientes elementos:

- Tanque mezclador, de tamaño aproximadamente al de un contenedor de 40' y dividido longitudinalmente en tres compartimientos iguales con una bomba de 6" instalada en uno de sus extremos para el mezclado y la impulsión del lodo a la perforación.
- Zaranda vibratoria con motor eléctrico de dos niveles equipada con mallas N° 50.
- Limpiador de lodos con 8 conos de 6" y con zaranda vibratoria equipada con malla N° 200.
- Bomba sumergible para el bombeo del lodo de la excavación a la planta de lodos.

Este sistema de estabilización también puede ser utilizado sin el equipo de limpieza y reciclado ofreciendo las mismas posibilidades de sostenimiento de las paredes de excavación necesitándose solamente los tanques de almacenamiento y la bomba de alimentación que tienen un menor costo que todo el equipo de limpieza y reciclado. La desventaja se debe a que la bentonita se elimina después de utilizada en cada columna de cimentación, trayendo como consecuencia el mayor costo por su no reciclabilidad.



**Figura 3.17** Planta de lodo bentonítico.

### **3.7.3. Utilización de casing.**

Utilización de un forro (casing) recuperable, es una solución más segura y recomendable para el sostenimiento de paredes de excavación en suelos con contenidos de finos por debajo del 5 %.

Para la instalación y recuperación del casing es necesario contar con un martillo vibratorio elevando el costo del proceso pero disminuye considerablemente el volumen de concreto adicional por desperdicio.

También se puede utilizar casing permanentes, los que ofrecen la misma seguridad de sostenimiento de las paredes de las perforaciones que el casing recuperable pero su costo es demasiado elevado debido a las 163 unidades que se tendrían que fabricar.

*Después de un análisis detallado del tipo de suelo, herramientas de perforación y el costo, adquisición y optimización de materiales; se optó por la segunda alternativa para la estabilización de las paredes de la perforación.*

### **3.7.4. Preparación del lodo bentonítico en planta de lodo.**

El lodo bentonítico que se preparó para la estabilización de las paredes de las excavaciones realizadas para la construcción de las columnas de cimentación tuvo las propiedades que son mostradas en la tabla 3.7

**Tabla 3.7** Valores de viscosidad, densidad, ph y contenido de arena del Lodo Bentonítico.

Propiedad.	Límite Inferior.	Límite Superior.
Viscosidad.	32 Seg.	34 Seg.
Densidad.	1 020 Kg/m <sup>3</sup> .	1 050 Kg/m <sup>3</sup> .
Ph	7	8
Contenido de Arena.	0 %	

En este punto se explica un método para determinar un parámetro que se interrelaciona con la viscosidad del lodo bentonítico mas no es un procedimiento para determinar la viscosidad teórica propiamente dicha de este lodo pero que podría calcularse aplicando las fórmulas matemáticas necesarias.<sup>4</sup>

Se ha considerado que para poder obtener una idea referencial de la viscosidad del lodo bentonítico a la temperatura ambiente (20° - 35° C, en Aguaytía) se analiza el tiempo en el que de un volumen de 1.7 litros es evacuado un litro, el cual debe pasar por una sección transversal constante de 12.56 mm<sup>2</sup>. Este tiempo esta en función de la temperatura, densidad y volumen de muestra de lodo bentonítico de donde se extraerán los 1 000 cc así como también de la sección transversal de evacuación y se ha determinado mediante nuestras experiencias de campo que el tiempo óptimo fluctúa entre los 32 a 34 segundos.

La preparación del lodo bentonítico se realizó según el siguiente procedimiento:

- Se tomó como referencia un volumen inicial de 38.64 m<sup>3</sup> y gracias a que se conocen las dimensiones de la planta de lodo se marcó una de las paredes internas con una línea de pintura para poder establecer el nivel al cual debe llegar el agua para obtener el volumen inicial que se toma como referencia.
- Primero se debe llenar de agua los compartimientos de la planta de lodo hasta el volumen de 38.64 m<sup>3</sup>. Luego de colocada el agua en la planta de lodo se debe encender el motor de la planta con el objetivo de agitar el líquido, de tal manera que cuando se adicione la Bentonita y Bicarbonato de Sodio estos formen una mezcla homogénea.

Para el volumen mencionado se determinó que se debía adicionar las cantidades de Bentonita y Bicarbonato de Sodio mostradas en la tabla 3.8, para obtener las propiedades requeridas que fueron mostradas en la tabla 3.7.

**Tabla 3.8** Cantidades de Bentonita y Bicarbonato de Sodio para 38.64 m<sup>3</sup> de agua.

Descripción.	Cantidad (Kg.)	Número de bolsas.	Peso por bolsa.
Bentonita	2 730 °	60	100 lb.
Bicarbonato de Sodio	50°	2	25 kg

<sup>4</sup> Ver Anexo C procedimientos de ensayo para determinar las propiedades del lodo bentonítico.

- La adición de Bentonita y Bicarbonato de Sodio debe de realizarse simultáneamente y las cantidades siempre deben ser proporcionales. Se observó que por cada 30 bolsas de Bentonita se debe adicionar aproximadamente 1 bolsa de Bicarbonato de Sodio. Primero se debe verter 30 bolsas de Bentonita y simultáneamente 1 bolsa de Bicarbonato de Sodio, dejando que la planta uniformice la mezcla por 5 minutos. Luego se debe verter las bolsas restantes de tal manera que se llegue a adicionar las 60 bolsas de Bentonita requeridas. Igual que en el punto anterior la adición de Bicarbonato de Sodio debe ser simultánea.
- Luego de que se ha colocado las 60 bolsas de Bentonita y las 2 Bolsas de Bicarbonato de Sodio se procede a determinar los valores de viscosidad, densidad, ph y contenido de arena, tal como se describe en el Anexo C. Si los valores obtenidos no son los que se muestran en la tabla 3.7 se va adicionando Bentonita y/o Bicarbonato de sodio hasta que se alcancen dichos valores.

### **3.7.5. Reciclado de lodo bentonítico mediante planta de lodo.**

Este ítem hace referencia a la preparación de lodo bentonítico a partir de un volumen de lodo bentonítico que ha sido extraído de las columnas de cimentación y colocado en la planta de lodo.

Para realizar esta preparación se tomó como referencia también un volumen de 38.64 m<sup>3</sup>. Al igual que en la producción del lodo bentonítico, en la planta de lodo se marca una de sus paredes internas con una línea de pintura para poder establecer el nivel al cual debe llegar el lodo bentonítico a reciclar para obtener el volumen inicial que se toma como referencia.

El reciclado del lodo bentonítico se realiza según los siguientes pasos:

- Se pone en funcionamiento el motor de la planta de lodo con el objetivo de obtener un fluido homogéneo. Si no se llega a obtener un volumen de 38.64 m<sup>3</sup> de lodo bentonítico a reciclar se adiciona agua a dicho lodo bentonítico que ha sido extraído de la columna de cimentación hasta contar con dicho volumen, lo que se logra haciendo coincidir el nivel de la mezcla con la marca de pintura que se haya colocado.
- Luego de obtener el volumen mencionado, se debe realizar los ensayos para determinar la viscosidad, densidad, ph y contenido de arena para tener una idea aproximada de la cantidad de Bentonita y Bicarbonato de Sodio que se debe adicionar. Como una referencia adicional se puede mencionar que de las experiencias obtenidas en las primeras perforaciones realizadas la viscosidad generalmente es menor que 32 s, la densidad siempre es mayor que 1 040 kg/m<sup>3</sup>, el ph es menor que 8 y el contenido de arena supera el 10%.
- Antes de adicionar la Bentonita y el Bicarbonato de Sodio, si se ha obtenido un porcentaje de contenido de arena mayor del 10% se le debe reducir. Para esto se debe reciclar el lodo bentonítico. Esto se logra poniendo en funcionamiento la planta de lodo que mediante mecanismos propios logra depurar la arena del lodo bentonítico.
- Simultáneamente al reciclaje se debe extraer muestras de lodo bentonítico para determinar la variación del contenido de arena. Esto se debe realizar hasta que el contenido de arena de una muestra de la planta de lodo sea menor del 10 %.

- Obtenido el porcentaje de arena que se requiere se debe adicionar Bentonita y Bicarbonato de Sodio con el objetivo de disminuir la densidad y aumentar la viscosidad, trayendo como consecuencia directa que varíe el ph, el cual debe estar entre 7 y 8.

Las cantidades promedio referenciales de Bentonita y Bicarbonato de Sodio que se adicionaron, al volumen de 38.64 m<sup>3</sup>, se presentan en la tabla 3.9.

**Tabla 3.9** Cantidades de Bentonita y Bicarbonato de Sodio.

Descripción.	Cantidad en Kg.	Número de bolsas.	Peso por bolsa.
Bentonita	375 - 525 kg.	15 – 21.	25 kg
Bicarbonato de Sodio	0 a 45.5 kg.	0 – 1.	100 lb

Como se puede apreciar las cantidades de Bentonita y Bicarbonato de Sodio a adicionar no son constantes. Las cantidades exactas de Bentonita y Bicarbonato de Sodio que se deben añadir serán aquellas para las cuales se obtienen los valores requeridos para cada propiedad del lodo bentonítico reciclado tal como se muestran en la Tabla 3.10.

**Tabla 3.10** Valores de viscosidad, densidad, ph y contenido de arena del lodo reciclado.

Propiedad	Límite inferior.	Límite superior.
Viscosidad.	32 seg	34 seg
Densidad.	1 020 kg/m <sup>3</sup>	1 050 kg/m <sup>3</sup>
Ph.	7	8
Contenido de arena.	Menos de 10 %	

- La adición de la Bentonita y Bicarbonato de Sodio como en los casos anteriores debe realizarse en forma simultánea y siempre en cantidades proporcionales.

### 3.7.6. Preparación del lodo bentonítico in-situ.

El lodo bentonítico también se preparó manualmente sin el empleo de la planta de lodo pero demandó un mayor consumo de bentonita ya que este lodo no se recicló.

Para la elaboración de lodo in-situ se debe abastecer de bolsas de Bicarbonato de Sodio y Bentonita en las cercanías de la perforación que se va a realizar. También debe de proveerse de agua a presión para uniformizar la mezcla.

El número de sacos de Bentonita y Bicarbonato de Sodio que se emplea es variable y no coincide con el número de sacos mencionados en los cuadros anteriores. Se debe ir tanteando según los resultados de los ensayos, que deben realizarse con mucha frecuencia.

Siempre se debe verificar la calidad del lodo bentonítico según su viscosidad, densidad, ph, contenido de arena e inspecciones visuales de un supervisor de experiencia comprobada.

Cabe resaltar que el único parámetro que es muy difícil de alcanzar es el contenido de arena que suele alcanzar porcentajes de hasta el 18 %, por lo que se tiene que utilizar obligatoriamente un polímero coagulante.

## ***CAPÍTULO IV***

### ***“CONTROL DEL PROCESO”***

El proceso de construcción de las columnas de cimentación, Drilled Shaft, durante la ejecución del Puente Aguaytía fue el más preponderante, ya que fue parte integrante de la ruta crítica del proyecto. Debido a esto, se realizó un análisis detallado de este proceso desde cinco puntos de vista: Planeamiento, Productividad, Costo, Aseguramiento de la Calidad y Seguridad.

Este capítulo presenta los lineamientos básicos que se siguieron en lo que fue el planeamiento, productividad y el costo. A pesar de la importancia del Aseguramiento de la Calidad y de la Seguridad, estos no se describen en este informe debido lo extensivo de ambos temas y lo ideal sería realizar un trabajo adicional que involucren estos temas de una manera específica en un proyecto de construcción.

La incidencia en el Planeamiento, Productividad y Costo de este proceso se debe a que siempre será parte de la ruta crítica de cualquier proyecto afectando su plazo y costo. Por este motivo se debe desarrollar un alto nivel de productividad para obtener acortamientos de plazo y mejoras en el costo. Resaltamos que el Puente Aguaytía fue licitado con un plazo de ejecución de 900 días calendario, la propuesta ganadora de la licitación ofertó 720 días calendario y la construcción de las columnas de cimentación demandó 356 días calendario.

#### **4.1. Planeamiento.**

La duración de la construcción de estas columnas de cimentación demandó 356 días que constituyen el 40 % y 50 % del plazo de ejecución total licitado y ofertado respectivamente. Con estas cifras, no cabe duda, de la importancia de controlar al máximo este proceso con el fin de garantizar la rentabilidad del proyecto y los plazos contractuales.

##### **4.1.1. Programación del proyecto.**

El proyecto Puente Aguaytía se dividió en tres fases debido a aspectos constructivos, optimización de mano de obra, equipos, logística, aspectos legales, etc.

- La primera fase, abarca la gran totalidad de las obras civiles. Esta fase tuvo una duración de 735 días, contabilizando 24 días en los cuales no hubo actividades debido a una paralización por motivos contractuales. En esta primera fase se realizó lo siguiente:
  - Obras preliminares.
  - Cámara de anclaje izquierda. Eje 1.
  - Alcantarillas. Ejes, 17,18 y 19.
  - Estribo derecho. Eje 16.
  - Cámara de Anclaje Derecha. Ejes 4,5 y 6.
  - Pilares. Ejes 7 al 15.
  - Superestructura.
  - Torre derecha. Eje 3, Estribo izquierdo y losa de protección. Eje 2.
- La segunda fase, involucró el montaje de la estructura metálica. Esta fase tuvo una duración de 197 días.
- La tercera fase tuvo una duración de 202 días y correspondió a lo siguiente:
  - Losas de aproximación.
  - Losa de estructura metálica.
  - Accesos y carpeta asfáltica.
  - Señalización y acabados.

La duración real total del Proyecto fue de 944 días. Cabe recordar que el plazo contractual fue de 720 días calendario y que se tuvo una paralización de 24 días calendario comprendidos del 15/08/98 al 07/09/98 y que afectó las actividades de la cámara de anclaje izquierda. También contempla un período de 120 días de trabajo a ritmo lento como consecuencia de reclamos contractuales.

La primera fase obtuvo una ampliación de plazo de 100 días calendario, por lo que el plazo contractual se amplió a 820 días calendario, quedando pendiente finalmente un reclamo de 150 días calendario.

### 4.1.2. Ruta crítica del proyecto.

La construcción en sí de todo lo relacionado a las columnas de cimentación tuvo una duración de 413 días que representan el 43.75% de la duración real del proyecto. Esto período involucra la capacitación del personal, las perforaciones preliminares, la construcción de las columnas de cimentación y el mantenimiento del equipo de perforación. Se excluye el tiempo de movilización y montaje del equipo de perforación que abarcan 31 días adicionales.

En la figura 4.1 se presenta la programación de la ruta crítica del proyecto y en donde se puede observar gráficamente la preponderancia de las columnas de cimentación.

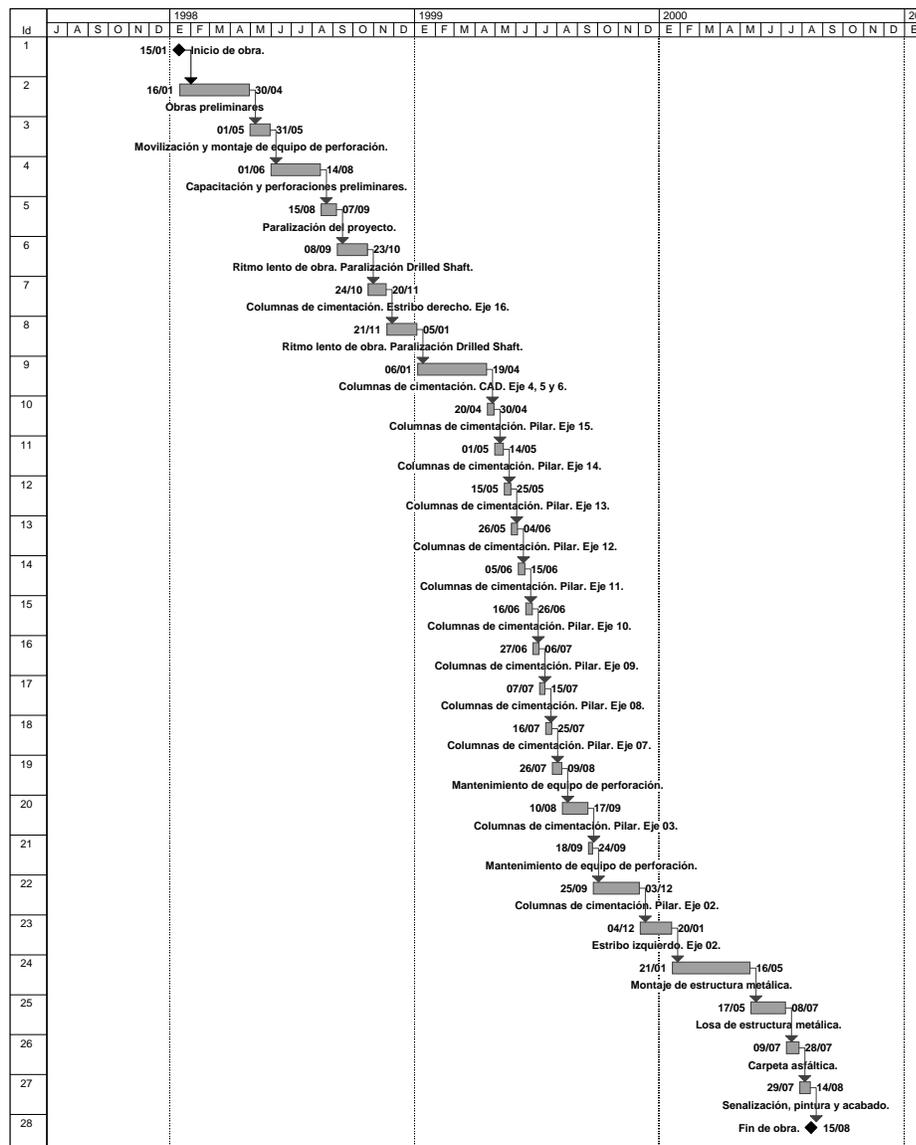


Figura 4.1. Ruta crítica del proyecto.

## **4.2. Productividad.**

En la primera fase, el proceso preponderantemente crítico y que afectó la duración total del proyecto fue la construcción de la cimentaciones especiales (Drilled Shaft).

En la segunda fase fue el montaje de la estructura metálica y en la tercera fase fue la construcción de la losa de la estructura metálica y la colocación de la carpeta asfáltica.

Durante la ejecución de las columnas de cimentación se realizó un seguimiento, control y análisis detallado de este proceso constructivo con el objetivo de mejorar los rendimientos obtenidos; para la cual se recopiló los datos registrados en el campo que luego fueron procesados para analizar el proceso.

### **4.2.1. Recopilación de información.**

Gracias al sistema de Aseguramiento de la Calidad empleado se desarrolló un sistema documentario para registrar y controlar los procedimientos generales, procedimientos específicos, instrucciones de trabajo, registros de campo, documentos externos e internos del proyecto, relacionados con este proceso operacional.

De esta manera se creó el registro de construcción denominado “Perforación de columnas de cimentación” con el objetivo de recopilar los tiempos empleados para la ejecución de este proceso constructivo.

Este registro solo recopila los tiempos empleados en el proceso de perforación de las columnas de cimentación, que es el subproceso crítico para la construcción de las columnas propiamente dichas.

Dicho registro contiene dos campos bien definidos. El primero registra la identificación plena de la columna de cimentación y el segundo involucra los tiempos de ejecución utilizados para la ejecución de este subproceso.

En el primer campo se deben definir los siguientes parámetros, estructura, columna de cimentación, cota de plataformado, cota de fondo y diámetro de columna de cimentación.

En el segundo campo se tienen que anotar los tiempos que son requeridos para la ejecución de cada actividad y la profundidad perforada al momento de retirar el Auger Drill. En este campo también se deben registrar todos los comentarios y/o observaciones adicionales, como pueden ser el consumo de HD Conical Points, causas de las paralizaciones, problemas mecánicos, etc.

En la figura 4.2 se muestra el formato empleado para registrar los tiempos empleados para la perforación de una columna de cimentación. Dicho formato forma parte del sistema documentario del Sistema de Aseguramiento de la Calidad del proyecto.

Proyecto: <i>Nuevo Puente Aguaytía y Accesos</i>		Registro N°:			
Cod: FCO-09-08-05-B	Contrato N°: N/A	C.R./UO N°: 2689	Hoja: <input type="text"/> de: <input type="text"/>		
Perforación Columnas de Cimentación					
Estructura: _____		Columna de cimentación: _____			
Cota de plataformado: _____		Cota de fondo: _____			
Diámetro de columna de cimentación: _____					
Id	Actividad	Hora		Profundidad Perforada	Observaciones
		Inicio	fin		
1	Perforación con taladro.				
2	Cambio de taladro por balde.				
3	Perforación con balde.				
4	Cambio de balde por taladro.				
5	Perforación con taladro.				
6	Cambio de taladro con balde.				
7	Perforación con balde.				
8	Cambio de balde por taladro.				
9	Perforación con taladro.				
10	Cambio de taladro por balde.				
11	Perforación con balde.				
12	Cambio de balde por taladro.				
13	Perforación con taladro.				
14	Cambio de taladro con balde.				
15	Perforación con balde.				
Elaborado		Revisado		Aprobado	
Nombre/Función	D:	Nombre/Función:	D:	Nombre/Función:	D:
	M		M		M
Firma:	A	Firma:	A:	Firma:	A:

**Figura 4.2** Formato de construcción, “Perforación Columnas de Cimentación.

#### 4.2.2. Procesamiento de información.

Los tiempos recopilados, fueron procesados por la oficina técnica del proyecto, dando lugar a dos archivos electrónicos que fueron la base de un continuo estudio e investigación con el objetivo de mejorar los rendimientos obtenidos.

En la figura 4.3 se muestra uno de los registros denominados “Rendimientos de perforación en Drilled Shaft”. En este registro se contabilizaron los tiempos empleados para obtener el rendimiento promedio para cada tramo perforado y el rendimiento global de la columna de cimentación. Este registro nos ayuda a visualizar el número de tramos perforados, su longitud y el rendimiento obtenido en cada tramo.

**PROYECTO PUENTE AGUAYTIA.  
RENDIMIENTOS DE PERFORACION EN DRILLED SHAFT**

ESTRUCTURA: **Pilar Eje N° 14 - Columna C1**  
FECHA: **11/05/99**

FECHA INICIO	FECHA TERMINO	HORAS					PROF. PERF.	MTS PERF	REND	
		I. EFCT	I. PAR	F. PAR	T. PAR	F. EFCT				T. EFCT
08/05/99		11:10				12:00	00:50	1.00	1.00	1.20
09/05/99	08/05/99	13:00				15:00	02:00	2.20	1.20	0.60
	09/05/99	07:15	12:00	12:30	00:30	14:30	06:45	5.50	3.30	0.49
		19:05				04:30	09:25	11.60	6.10	0.65

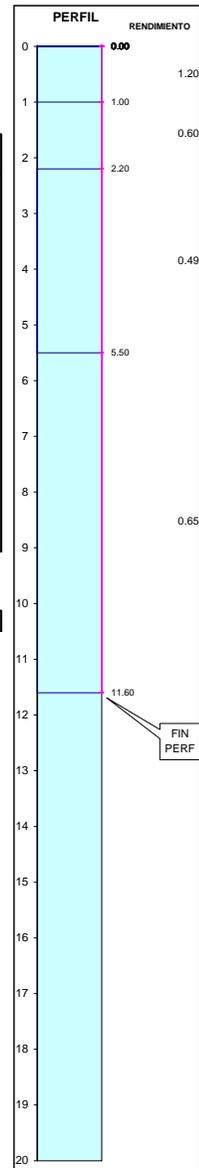
TOTAL: 19:00:00 11.60

RENDIMIENTO PROMEDIO (M/H): **0.61**

OBSERVACIONES: Cota de plataformado: 281.6 msnm  
Cota real de plataformado: 281.7 msnm  
Cota de cabezal: 279.1 msnm  
Cota de fondo de pilote: 270.1 msnm  
Longitud de columna: 9.0 m  
Longitud de perforación: 11.6 m

**SIMBOLOGIA:**

I. EFCT	HORA DE INICIO DE TIEMPO EFECTIVO (HORA:MINUTOS).
I. PAR	HORA DE INICIO DE PARALIZACION (HORA: MINUTOS).
F. PAR	HORA DE TERMINO DE PARALIZACION (HORA:MINUTOS).
T. PAR	TIEMPO TOTAL DE PARALIZACION (HORAS:MINUT) = F.IMP-I.IMP
F.EFCT	HORA DE TERMINO DE TIEMPO EFECTIVO (HORA:MINUTOS).
T. EFCT	TIEMPO TOT DE HOR EFECTIVAS (HOR:MIN) = F.EFCT-I.EFCT-T.IMP
PROF. PER	PROFUNDIDAD DE PERFORACIÓN (M).
MTS PERF	LONGITUD DE ESTRATO PERFORADO (M)
REND	RENDIMIENTO(MET/HORA);LONG DE ESTRATO PERFORADO/T.EFCT



Elab: Jefe Oficina Técnica

Rev. y aprob: Jefe de Obra

**Figura 4.3** Registro para el control de rendimientos de perforación en Drilled Shaft.

En la figura 4.4 se muestra el registro “Curva rendimiento vs profundidad”, en el cual se podrá realizar un análisis de la variación del rendimiento de perforación con respecto al incremento de la profundidad.

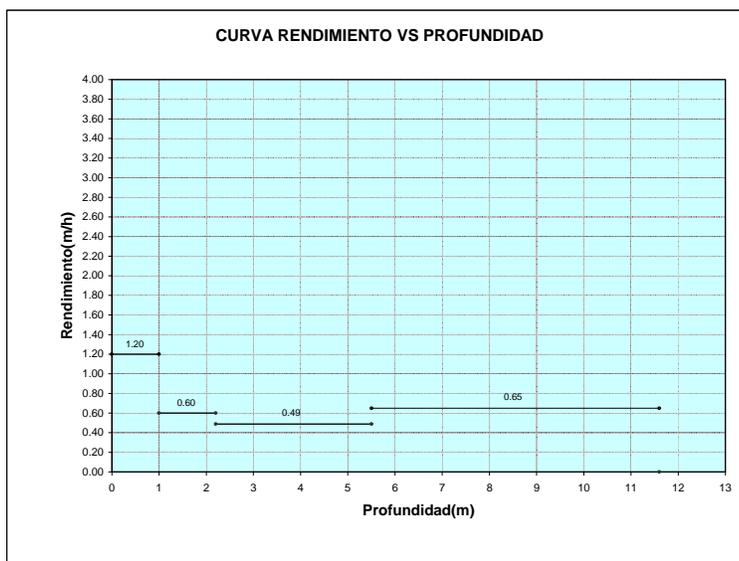
Gracias a este registro también se puede comparar los rendimientos obtenidos con la estratigrafía del suelo perforado.

ESTRUCTURA: Pilar Eje N° 14 - Columna C1  
FECHA: 11/05/99

Prof. (m)	Longitud(m)	Rend(m/h)
0.00	1.00	1.20
1.00	2.20	0.60
2.20	5.50	0.49
5.50	11.60	0.65

Elab: Jefe de Oficina Técnica

Rev. y aprob: Jefe de Obra



**Figura 4.4** Registro electrónico, curva rendimiento vs profundidad.

#### 4.2.3. Rendimientos obtenidos. Estribo derecho. Eje 16.

Uno de los factores predominantes para tener una clara idea de los rendimientos que serán presentados posteriormente, es la jornada laboral que se ha llevado a cabo para la ejecución de este proceso. En la tabla 4.1 se presenta el análisis de esta jornada, a lo largo de una semana, correspondiente al estribo derecho eje 16.

El estribo derecho, eje 16, consta de 4 columnas de cimentación de una profundidad de 12.60 m. Después de analizar los rendimientos de perforación para cada columna se ha obtenido un rendimiento promedio de 0.25 m/h, que es presentado en la Tabla 4.2.

Estas perforaciones fueron realizadas con la utilización del Auger Drill ( $\varnothing=1.00$  m). El peso que ejerció la presión fue aproximadamente 3.8 Ton (Peso de Kelly Bar + Peso de Auger Drill).

Estas cuatro perforaciones fueron las primeras del proyecto, por lo cual el rendimiento promedio obtenido es muy bajo. Las razones de este bajo rendimiento se atribuyen a la inexperiencia del personal responsable del proceso, trabajos de optimización de la dosificación del lodo bentonítico, entre otros.

**Tabla 4.1** Análisis de la jornada laboral para estribo derecho. Eje 16.

<i>Jornada de trabajo en día laborable (Lunes-Sábado).</i>			
<b>Id</b>	<b>Descripción</b>	<b>Und.</b>	<b>Duración</b>
1	Duración del día.	Horas	24
2	Número de turnos por día.	Und.	1
3	Número de horas por turno.	Horas	12
4	Refrigerio (1 hora/turno).	Horas	1
5	Trabajo improductivo en un día (=4).	Horas	1
6	Trabajo productivo + contributorio en un día (2)-(5).	Horas	11
<i>Jornada de trabajo para día no laborable (domingos y feriados).</i>			
7	Número de turnos por día.	Horas	1
8	Número de horas por turno.	Horas	5
9	Trabajo improductivo en un día.	Horas	0
10	Trabajo productivo + contributorio en un día.	Horas	5
<i>Análisis conjunto para una semana.. (Lunes a domingo).</i>			
11	Trabajo productivo + contributorio en 7 días.	Horas	71
12	Trabajo improductivo en 7 días.	Horas	6
13	Tiempo productivo + contributorio por día (11)/7.	Horas	10.15

La tabla 4.3 muestra el resumen de los análisis de tiempo obtenidos, de donde se puede resaltar que para perforar los 12.60 m (04 columnas de cimentación) del estribo derecho se requería de 20 días en condiciones idealizadas de trabajo productivo.

Como se puede observar en dicha tabla, la duración real fue de 28 días. Estos 8 días adicionales contienen el trabajo contributorio (colocación de armadura de refuerzo, colocación de concreto, cambio de posición de la perforadora) y el trabajo improductivo (derrumbes de las paredes de las perforaciones, mala conformación de la plataforma de trabajo, paralizaciones, etc).

El tiempo de perforación perdido (trabajo improductivo) por metro lineal fue de 1.32 h, ya que 4 horas son empleadas para la colocación de la armadura y concreto en cada columna de cimentación. La perforación queda paralizada durante la armadura y colocación de concreto en cada columna debido a que no hay suficiente área de trabajo para la maniobrabilidad.

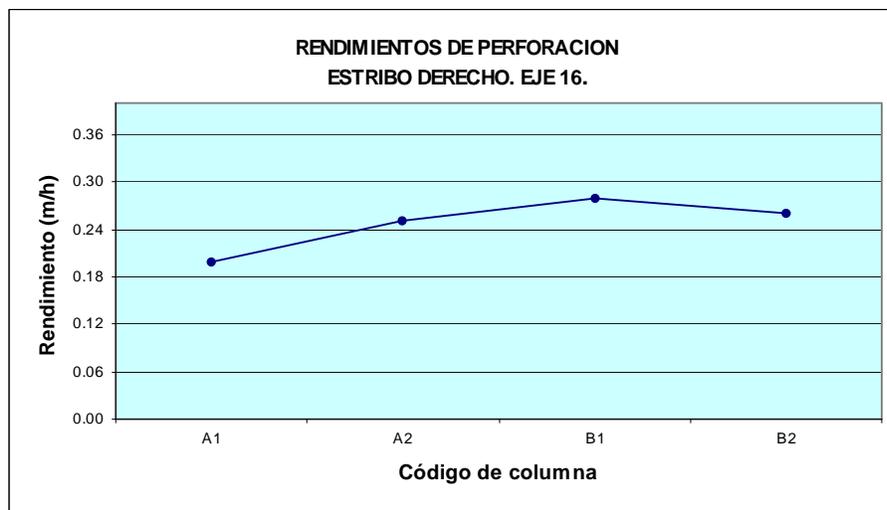
**Tabla 4.2** Rendimientos de perforación.

Columna	Rendimiento (m/h)
A1	0.20
A2	0.25
B1	0.28
B2	0.26
Promedio (m/h):	0.25

**Tabla 4.3** Análisis de tiempos obtenidos.

Descripción	Und	Resultados
		Auger Drill
Rendimiento de perforación.	m/h	0.25
Número de columnas.	Und	4.00
Profundidad de perforación.	M	12.60
Longitud total a perforar.	M	50.40
Trabajo productivo necesario.	H	201.60
Trabajo productivo por día.	H	10.15
Días efectivos requeridos.	Día	19.86
Días reales utilizados.	Día	28.00
Trabajo improductivo + contributorio.	Día	8.14
<i>Análisis de trabajo improductivo.</i>		
Trabajo improductivo + contributorio.	H	82.60
Armadura y concreto en Drilled Shaft.	H	3.50
Traslado de equipos.	H	0.50
Trabajo improductivo total.	H	66.60
Trabajo improductivo por columna.	H	16.65
Trabajo improductivo por ml.	H	1.32

En la figura 4.5 se ha graficado el rendimiento promedio de cada columna de cimentación. Los rendimientos obtenidos varían de 0.20 a 0.28 m/h y han sido graficados indistintamente del orden cronológico en que se construyeron las columnas de cimentación.

**Figura 4.5** Rendimientos de perforación. Estribo derecho. Eje 16.

#### 4.2.4. Rendimientos obtenidos. Cámara de anclaje derecha. Ejes 4,5 y 6.

La jornada laboral que se ha llevado a cabo para la ejecución de las columnas de cimentación de la cámara de anclaje derecha, pilares, torre derecha y estribo izquierdo se presenta en la tabla 4.4.

**Tabla 4.4** Análisis de la jornada laboral para cad, pilares, torre derecha y estribo izquierdo.

<i>Jornada de trabajo en día laborable (Lunes-Sábado).</i>			
<b>Id</b>	<b>Descripción</b>	<b>Und.</b>	<b>Duración</b>
1	Duración del día.	Horas	24
2	Número de turnos por día.	Und.	2
3	Número de horas por turno.	Horas	12
4	Refrigerio (1 hora/turno).	Horas	2
5	Relevo de turno (1hora/turno).	Horas	2
6	Trabajo improductivo en un día (4)+(5).	Horas	4
7	Trabajo productivo + contributorio en un día (1)-(6).	Horas	20
<i>Jornada de trabajo para día no laborable (domingos y feriados).</i>			
8	Número de turnos por día.	Horas	1
9	Número de horas por turno.	Horas	5
10	Trabajo improductivo en un día.	Horas	0
11	Trabajo productivo + contributorio en un día.	Horas	5
<i>Análisis conjunto para una semana. (Lunes a domingo).</i>			
12	Trabajo productivo + contributorio en 7 días.	Horas	125
13	Trabajo improductivo en 7 días.	Horas	24
14	Trabajo productivo + contributorio por día (11)/7.	Horas	17.85

En la tabla 4.5 se muestra los rendimientos obtenidos para las perforaciones de las columnas de cimentación de la cámara de anclaje derecha.

Las primeras 15 perforaciones fueron realizadas bajo el mismo esquema de trabajo utilizado para el estribo derecho, eje 16. Apreciándose un aumento del rendimiento de perforación debido a la práctica, mejor performance del proceso constructivo y utilización del Auger Drill de  $\varnothing=1.20$  m, que aumento el peso que se ejercía sobre él a 4 Tn.

Las 33 perforaciones restantes fueron realizadas bajo un nuevo esquema de trabajo, el cual consistió en fabricar un dado de concreto en forma cilíndrica, de 1.5 Tn de peso, que fue colocado en la parte superior del Auger Drill con la finalidad de aumentar el peso que ejerció la presión sobre él ahora en 5.5 Tn. Estas 1.5 Tn de peso adicional, a los cuales denominados “sobrecarga”, ayudaron a mejorar los rendimientos que se habían logrado hasta ese momento.

**Tabla 4.5** Rendimientos de perforación en cámara de anclaje derecha. Ejes 4,5 y 6.

Perforación con Auger Drill		Perforación con Auger Drill + sobrecarga.					
Columna	Rendimiento (m/h)	Columna	Rendimiento (m/h)	Columna	Rendimiento (m/h)	Columna	Rendimiento (m/h)
A1	0.35	A3	0.50	D2	0.60	F3	0.86
A2	0.28	B2	0.50	D3	0.77	F5	0.72
A4	0.45	B3	0.68	D4	0.94	F6	0.58
A5	0.54	B4	0.93	D5	0.92		
A6	0.41	B5	0.80	D6	0.62		
A7	0.45	B6	0.54	D8	0.77		
A8	0.40	B7	0.73	D7	0.78		
B1	0.49	B8	0.60	E2	1.05		
C1	0.46	C2	0.93	E3	0.86		
D1	0.60	C3	0.74	E5	0.68		
E1	0.60	C4	0.92	E6	0.74		
F2	0.44	C5	0.67	E7	0.60		
F4	0.30	C6	0.92	E8	0.47		
F7	0.31	C7	1.34	E4	0.87		
F8	0.35	C8	0.53	F1	0.96		
Promedio	<b>0.43</b>	m/h		Promedio:	<b>0.76</b>	m/h	

El análisis de los tiempos obtenidos mostrados en la tabla 4.6 para la perforación de las columnas de cimentación de la cámara de anclaje derecha muestra que se hubiese necesitado 67.95 días en condiciones idealizadas de trabajo productivo según la jornada laboral descrita en la tabla 4.4.

Realizando un análisis más detallado se puede observar que si se hubiese continuado con el mismo esquema de trabajo de las primeras 15 perforaciones se hubiese requerido de 96.88 días y si todas las perforaciones se hubiesen realizado con la sobrecarga que se colocó en la décimo sexta perforación se hubiera reducido a 54.81 días, estos períodos establecidos en términos de trabajo productivo.

La duración real de estas 48 columnas de cimentación fue de 104 días, de lo que se deduce que hubo 36.04 días de trabajo improductivo + contributorio. Esta duración real comprende dos paralizaciones de 10 y 4 días respectivamente, debido a la rotura de la Kelly Bar; originando que el Auger Drill se quede atrapado en el fondo de la perforación. También incluye una paralización de 7 días por problemas logísticos en la compra de los HD Conical Points, material de importación, que no llegó a tiempo para ser utilizado ante el consumo del stock que existía hasta ese momento.

La figura 4.6 muestra la variación de los rendimientos de perforación en la cámara de anclaje derecha. Estos rendimientos se han graficado siguiendo un orden cronológico de construcción. Los primeros quince rendimientos graficados corresponden a las primeras 15 perforaciones realizadas y los 33 restantes se han graficado a continuación; de tal manera que hay dos zonas muy bien definidas.

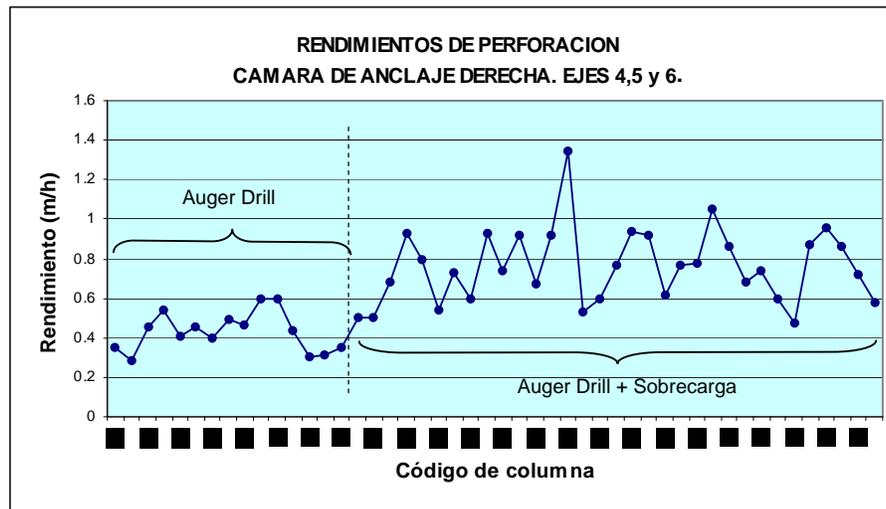
**Tabla 4.6** Análisis de tiempos obtenidos en cámara de anclaje derecha, ejes 4,5 y 6.

Descripción	Und	Resultados		Proyecciones	
		Auger Drill	Auger Drill+sobrecarga	Auger Drill	Auger Drill+sobrecarga
Rendimiento de perforación.	m/h	0.43	0.76	0.43	0.76
Número de columnas.	und	15.00	33.00	48.00	48.00
Profundidad de perforación.	m	15.50	15.50	15.50	15.50
Longitud total a perforar.	m	232.50	511.50	744.00	744.00
Trabajo productivo necesario	h	540.70	673.03	1,730.23	978.95
Trabajo productivo por día.	h	17.86	17.86	17.86	17.86
Días efectivos requeridos.	día	30.27	37.68	96.88	54.81
Días reales utilizados.	día		104.00	132.92	90.85
Trabajo improductivo + contributorio.	día		36.04	36.04	36.04

*Análisis de trabajo improductivo.*

Trabajo improductivo + contributorio	h	643.72
Armadura y concreto en Drilled Shaft.	h	3.50
Traslado de equipo de perforación.	h	0.50
Rotura de kelly bar. 14 días.	h	250.04
Stock agotado HD conical points. 7 días.	h	125.02
Trabajo improductivo total.	h	76.66
Trabajo improductivo por columna.	h	1.60
Trabajo improductivo por metro lineal.	h	0.10

Si bien es cierto que hay mucha variabilidad en los rendimientos obtenidos para ambos casos, esto no es un limitante para poder observar la mejora en los rendimientos obtenidos. En este gráfico se puede apreciar la mejora en el rendimiento promedio de las 33 últimas columnas perforadas.

**Figura 4.6** Rendimientos de perforación. Cámara de anclaje derecha. Ejes 4,5 y 6.

#### 4.2.5. Rendimientos obtenidos. Pilares. Ejes 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14 y 15.

Para la construcción de las columnas de cimentación de los nueve pilares del puente Aguaytía, se siguió la misma jornada laboral descrita en la tabla 4.4 y el esquema de trabajo fue igual al ejecutado en las 33 últimas columnas de la cámara de anclaje derecha.

En la tabla 4.7 se muestra los rendimientos obtenidos de las 72 perforaciones realizadas, en las que se puede apreciar una variación de un máximo de 1.15 m/h y un mínimo de 0.38 m/h siendo el promedio global 0.65 m/h.

Si analizamos en forma conjunta los rendimientos promedio obtenidos para cada pilar, observamos que la variación disminuye de 0.58 a 0.72 m/h. Lográndose una mayor uniformidad de los datos registrados.

**Tabla 4.7** Rendimientos de perforación en pilares. Ejes 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14 y 15.

Estructura	Columnas								Rendimiento promedio (m/h)
	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D1	D2	
Pilar. Eje 15.	0.63	0.60	0.63	0.63	0.68	0.49	0.50	0.55	0.59
Pilar. Eje 14.	0.65	0.72	0.79	0.63	0.61	0.81	0.68	0.61	0.69
Pilar. Eje 13.	0.57	0.65	0.53	0.63	0.61	0.43	0.74	0.63	0.60
Pilar. Eje 12.	0.73	0.64	0.59	0.75	0.62	0.64	0.78	0.65	0.68
Pilar. Eje 11.	1.15	0.38	0.67	0.59	0.46	0.41	0.54	0.42	0.58
Pilar. Eje 10.	0.86	0.64	0.69	0.59	0.51	0.50	0.60	0.59	0.62
Pilar. Eje 09.	0.62	0.65	0.82	0.77	0.57	0.79	0.71	0.69	0.70
Pilar. Eje 08.	0.74	0.91	0.64	0.87	0.63	0.64	0.61	0.69	0.72
Pilar. Eje 07.	0.74	0.67	0.67	0.68	0.68	0.66	0.69	0.65	0.68

En la tabla 4.8 se nos presenta el análisis de los resultados obtenidos en donde se puede apreciar que el pilar del eje 14 fue el que mayor problemas presentó por la lentitud en el desarrollo del proceso y deficiencias mecánicas de la grúa Lima. En cambio, todo lo contrario sucedió con los resultados del pilar del eje 12 que fue el que se desarrolló de una manera óptima.

De los resultados que se han presentado en esta tabla podemos realizar un análisis global de la información recopilada, concluyendo que para perforar los 778.40 metros se hubiese requerido idealizadamente 67.27 días de trabajo productivo contra los 97 días realmente utilizados.

Para la construcción de estos nueve pilares se registró un trabajo improductivo promedio de 0.31 h/ml. Este tiempo es excluyente del trabajo contributivo que corresponde a la colocación de la armadura y a la colocación del concreto (recuérdese que la perforación se paralizó cada vez que se culminaba una columna para colocar la armadura de refuerzo y el concreto).

## ***CAPÍTULO V***

### ***“PERFORACIÓN Y ESTRATIGRAFIA”***

Este capítulo presenta las correlaciones existentes entre los rendimientos de perforación obtenidos para la construcción de las columnas de cimentación con la estratigrafía del terreno. Aquí se presentan los rendimientos que se registraron en las perforaciones para las columnas de cimentación de los ejes 2, 3, 5, 9, 12 y 14 del proyecto. Dichos ejes se han escogido debido a que en ellos se ejecutaron los estudios de suelos para determinar las características del terreno de fundación del puente Aguaytía.

Así mismo se presentan los perfiles estratigráficos en los ejes mencionados con la finalidad de correlacionar el rendimiento de perforación obtenido, con el equipo que se ha descrito en el capítulo III, de acuerdo a las características del terreno que se está excavando.

Finalmente se presenta un resumen de los resultados obtenidos y que pueden ser utilizados referencialmente para el planeamiento en la construcción de futuras columnas de cimentación.

### 5.1. Relación de rendimientos de perforación con estratigrafía. Eje 02.

Estructura:	Estribo izquierdo.
Eje del proyecto:	Eje 02.
Cota de superficie del terreno:	281.60 msnm.
Cota del nivel freático:	280.00 msnm.
Cota de fondo del sondaje:	261.60 msnm.
Profundidad de excavación:	20.00 m.

Profundidad (m.)	Muestra obtenida	Angulo de fricción ( $\phi$ )	Peso unitario $\gamma$ gr/cm <sup>3</sup>	Rendimiento de perforación (m/h)	Perfil estratigráfico	Descripción del suelo
2.00						
4.00	M1	34	0.90	0.75		De 283.00 a 274.00 (9 m): grava mal graduada, color gris medio a marrón, suelto, medianamente denso, saturado, las partículas se encuentran redondeadas y subredondeadas. Heterométricas y heterogéneas, se observa, en los fragmentos de los primeros metros, láminas de oxidación. El tamaño máximo de partículas es de 3" de diámetro.
10.00	M2	41	1.25	0.36		De 274.00 a 273.60 (0.4 m): bloque de roca conglomerádica.
	M3	0	0.90	0.34		De 273.60 a 272.56 (1.04 m): arcilla limosa con arena, color marrón, inorgánico, muy compacto, plasticidad media a alta, seca y muy densa.
	M4	43	1.00	0.19		De 272.56 a 272.32 (0.24 m): bloque arenisca muy dura.
	M5	45	1.25	0.18		De 272.32 a 272.21 (0.11 m): bloque de roca conglomerádica.
	M6	38	1.00	0.18		De 272.21 a 271.63 (0.58 m): bloque de roca arenisca.
	M7	45	1.25	0.26		De 271.63 a 271.35 (0.28 m): bloque de roca conglomerádica.
12.00						
14.00						
16.00	M8	41.00	1.20	0.34		De 271.35 a 262.85 (8.5 m): gravas mal gradadas y cantos, englobados en matriz arenosa. Color gris medio y marrón, suelto, medianamente denso, saturado, las partículas son redondeadas a subredondeadas. Heterométricas y heterogéneas. Se observan partículas hasta 3" de diámetro.
18.00						
20.00	M9			0.17		De 262.85 a 261.60 (1.25 m): bloque de roca conglomerádica, matriz arenosa como cementante.

## 5.2. Relación de rendimientos de perforación con estratigrafía. Eje 03.

Estructura:	Torre derecha.
Eje del proyecto:	Eje 03.
Cota de superficie del terreno:	281.5 msnm.
Cota del nivel freático:	279.5 msnm.
Cota de fondo del sondaje:	265.48 msnm.
Profundidad de excavación:	16.02 m.

Profundidad (m.)	Muestra obtenida	Angulo de fricción ( $\phi$ )	Peso unitario $\gamma$ (gr/cm <sup>3</sup> )	Rendimiento de perforación (m/h)	Perfil estratigráfico	Descripción del suelo
2.00	M1	31	0.70	1.10		De 281.05 a 277.50 (4 m): material de relleno, efectuado para evitar socavamiento del terreno por el río.
4.00	M2	39	1.10	1.04		De 277.50 a 276.07 (1.43 m): grava mal graduada, medianamente densa, de color gris medio, saturada, con partículas subredondeadas, subangulosas y redondeadas. Tamaño máximo 5".
6.00	M3	45	1.25	0.90		De 276.07 a 275.67 (0.4 m): bloque de roca conglomerádica con arena.
8.00	M4	41	1.10	0.90		De 275.67 a 273.30 (2.37 m): grava mal graduada, gravas englobadas en matriz arenosa, color gris medio a oscuro, suelto, medianamente denso, saturado, con partículas subredondeadas, sub angulosas y redondeadas. Tamaño máximo 3" de diámetro. Heterométricas y heterogénicas.
10.00	M5	45	1.25	0.60		De 273.30 a 272.19 (1.11 m): bloque de roca sedimentaria, conglomerádica, con intercalaciones de arenisca fina como cementante. Color gris.
12.00	M6	41	1.20	0.53		De 272.19 a 265.48 (6.71 m): gravas mal gradadas y cantos englobados en matriz fina, arenosa, color gris medio, suelto, medianamente denso, saturado, con partículas subredondeadas, redondeadas a subangulosas. Heterométricas y heterogénicas. 45 % aproximadamente de partículas de origen igneo. Tamaño máximo de partículas 3" de diámetro.
14.00						
16.00						
18.00						
20.00						

### 5.3. Relación de rendimientos de perforación con estratigrafía. Eje 05.

Estructura:	Cámara de anclaje derecha.
Eje del proyecto:	Eje 05.
Cota de superficie del terreno:	281.5 msnm.
Cota del nivel freático:	279.5 msnm.
Cota de fondo del sondaje:	261.6 msnm.
Profundidad de excavación:	19.9 m.

Profundidad (m.)	Muestra obtenida	Angulo de fricción ( $\phi$ )	Peso unitario $\gamma$ gr/cm <sup>3</sup>	Rendimiento de perforación (m/h)	Perfil estratigráfico	Descripcion del suelo
2.00	M1	33	0.70	1.61		De 281.50 a 280.80 (0.70 m): arena limosa orgánica, color amarillo con óxidos de hierro negro.
	M2	39	1.10	1.53		De 280.80 a 280.37 (0.43 m): grava mal graduada, medianamente densa.
	M3	31	0.70	1.62		De 280.37 a 279.57 (0.80 m): limo arenoso con grava, color marrón suelto, saturado.
	M4	32	0.75	1.26		De 279.57 a 278.70 (0.87 m): arena limosa con grava suelta saturada. Color marrón.
	M5	39	1.10	0.66		De 278.70 a 278.30 (0.40 m): grava mal graduada, medianamente densa.
4.00	M6	36	0.80	0.67		De 278.30 a 277.70 (0.60 m): arena gruesa con grava.
	M7	39	1.10	0.81		De 277.70 a 272.16 (5.54 m): grava mal graduada y cantos englobados en matriz arenosa. Color gris medio y marron suelto, alterado, medianamente denso, saturado, con partículas subredondeadas, redondeadas a subangulosas. Heterométricas y heterogénicas. Tamaño máximo de partículas 4" de diámetro.
10.00	M8	37	0.85	0.92		De 272.16 a 271.70 (0.46 m): arena gruesa, color gris medio.
	M9	39	1.10	0.83		De 271.70 a 270.70 (1.00 m): grava mal graduada con matriz arenosa, medianamente densa.
12.00	M10	45	1.25	0.78		De 270.70 a 270.20 (0.50 m): bloque conglomerádico, alterada, fracturada.
	M11	41	1.10	0.73		De 270.20 a 269.58 (0.62 m): grava mal graduada, medianamente densa.
	M12	38	0.90	0.79		De 269.58 a 268.81 (0.77 m): arena gruesa, color gris medio.
16.00	M13	43	1.10	0.78		De 268.81 a 262.50 (6.31 m): grava mal graduada y cantos englobados en matriz arenosa. Color gris medio, suelto, alterado, medianamente denso, saturado, las partículas generalmente son redondeadas y/o subredondeadas a subangulosas, heterométricas y heterogénicas. Tamaño máximo de las partículas 3".
	M14	45	1.25			De 262.50 a 262.40 (0.10 m): bloque de roca conglomerádica.
	M15	43	1.20			De 262.40 a 261.60 (0.80 m): grava mal graduada, medianamente densa.

### 5.4. Relación de rendimientos de perforación con estratigrafía. Eje 09.

Relación de rendimientos de perforación con estratigrafía del suelo

Estructura:	Pilar.
Eje del proyecto:	Eje 09.
Cota de superficie del terreno:	282.25 msnm.
Cota del nivel freático:	279.5 msnm.
Cota de fondo del sondaje:	266.15 msnm.
Profundidad de excavación:	16.1 m.

Profundidad (m.)	Muestra obtenida	Angulo de fricción ( $\phi$ )	Peso unitario $\gamma$ gr/cm <sup>3</sup>	Rendimiento de perforación (m/h)	Perfil estratigráfico	Descripción del suelo
2.00	M1	32	0.70	2.87		De 282.25 a 281.75 (0.50 m): arena limosa con grava, color gris.
	M2	32	0.60	2.87		De 281.75 a 281.25 (0.50 m): arena limosa orgánica, marrón oscuro.
	M3	33	0.70	2.87		De 281.25 a 279.05 (2.20 m): arena limosa con grava, color marrón, suelto, húmedo a saturado, medianamente compacto.
4.00	M4	39	1.10	1.40		De 279.05 a 277.43 (1.62 m): grava mal gradada medianamente densa. Heterométricas y heterogénicas. Tamaño máximo 2".
6.00	M5	40	1.10	0.54		De 277.43 a 274.17 (3.26 m): grava mal gradadas englobadas en matriz arenosa, color gris medio a marrón, alterado, suelto, medianamente densa, saturado, con partículas subredondeadas, redondeadas y subangulosas. Heterométricas y heterogénicas. Tamaño máximo 6" diámetro.
8.00	M6	41	1.10	0.54		De 274.17 a 272.72 (1.45 m): grava mal gradada englobada en matriz arenosa, color gris medio, medianamente densa.
10.00	M7	40	1.00			De 272.72 a 269.25 (3.47 m): bloque de arenisca conglomerádica, muy duro, alterado, con tramos de conglomerado, la parte superior de este tramo esta compuesta por arena limpia extremadamente alterada, la cementante es arena fina.
14.00						M8
16.00						
18.00						
20.00						

### 5.5. Relación de rendimientos de perforación con estratigrafía. Eje 12.

Estructura:	Pilar.
Eje del proyecto:	Eje 12.
Cota de superficie del terreno:	282.5 msnm.
Cota del nivel freático:	279.5 msnm.
Cota de fondo del sondaje:	266.45 msnm.
Profundidad de excavación:	16.05 m.

Profundidad (m.)	Muestra obtenida	Angulo de fricción ( $\phi$ )	Peso unitario $\gamma$ gr/cm <sup>3</sup>	Rendimiento de perforación (m/h)	Perfil estratigráfico	Descripción del suelo
2.00	M1	34	0.70	1.35		De 282.50 a 281.50 (1.00 m): arena gravosa, color amarillo oscuro, con presencia de oxidos de hierro.
	M2	39	1.10	1.35		De 281.50 a 281.25 (0.25 m): grava arenosa, color marrón.
	M3	35	0.80	1.35		De 281.25 a 280.00 (1.25 m): arena limosa con grava, color marrón.
4.00	M4	37	0.85	1.22		De 280.00 a 279.85 (0.15 m): arena gravosa ligeramente limosa.
6.00	M5	41	1.10	0.68		De 279.85 a 273.90 (5.95 m): grava mal gradada, medianamente densa. Heterométricas y heterogénicas, tamaño máximo de partículas 6".
8.00						
10.00	M6	40	1.10	0.60		De 273.90 a 270.28 (3.62 m): bloque de arenisca conglomerádica, color gris medio a oscura, de grano grueso, alterado, fragmentado, húmedo. La parte inferior de este fragmento de muestra, se encuentra muy alterada.
12.00						
14.00	M7	41	1.00			De 270.28 a 268.76 (1.52 m): grava mal gradada, color gris medio, medianamente densa.
16.00	M8	45	1.00			De 268.76 a 268.06 (0.70 m): bloque de roca conglomerádica, muy alterada.
	M9	41	1.10			De 268.06 a 267.20 (0.86 m): grava mal graduada medianamente densa.
	M10	45	1.25			De 267.20 a 266.45 (0.75 m): bloque de roca conglomerádica, muy alterado y fragmentado..
18.00						
20.00						

## 5.6. Relación de rendimientos de perforación con estratigrafía. Eje 14.

Relación de rendimientos de perforación con estratigrafía del suelo

Estructura: Pilar.  
 Eje del proyecto: Eje 14.  
 Cota de superficie del terreno: 281.60 msnm.  
 Cota del nivel freático: 279.50 msnm.  
 Cota de fondo del sondaje: 267.10 msnm.  
 Profundidad de excavación: 14.50 m.

Profundidad (m.)	Muestra obtenida	Angulo de fricción ( $\theta$ )	Peso unitario $\gamma$ gr/cm <sup>3</sup>	Rendimiento de perforación (m/h)	Perfil estratigráfico	Descripción del suelo
2.00	M1	33	0.65	0.96		De 281.60 a 280.90 (0.70 m): arena fina con grava suelta, color marrón claro.
	M2	35	0.70	0.89		De 280.90 a 280.50 (0.40 m): arena limosa con grava, suelta, marrón.
	M3	41	1.10	0.88		De 280.50 a 279.30 (1.20 m): grava arenosa, ligeramente limosa, color marrón, suelta.
4.00	M4	41	1.10	0.67		De 279.30 a 273.35 (5.95 m): grava mal graduada, medianamente densa, englobada en matriz arenosa, color gris medio y marrón, alterada, suelta, saturada, las partículas se encuentran subredondeadas, redondeadas y subangulosas. Son heterométricas y heterogénicas. Tamaño máximo de partículas 7".
6.00						
8.00	M5	40	1.00	0.72		De 273.35 a 271.04 (2.31 m): bloque de arenisca sedimentaria, limpia de grano fino, alterado, resistente, fracturado, húmedo, color gris medio a claro.
10.00						
12.00	M6	41	1.10	0.68		De 271.04 a 267.10 (3.94 m): grava mal graduada, englobada en matriz arenosa, color gris medio a claro, alterada, suelta, medianamente densa, saturada, las partículas se encuentran redondeadas, subredondeadas y ligeramente subángulosas. Heterométricas y heterogénicas. Predomina resto de origen ígneo. Tamaño máximo 2" de diámetro.
14.00						
16.00						
18.00						
20.00						

### 5.7. Rendimientos de perforación vs estratigrafía.

La tabla 5.1 nos presenta los resultados finales de las correlaciones efectuadas para determinar un rendimiento de perforación en base a la estratigrafía del terreno. En dicha tabla se han presentado un rendimiento promedio normal y un rendimiento promedio ponderado.

Si bien es cierto ambos promedios bordean un mismo valor, es importante señalar que el rendimiento promedio normal es mucho más conservador para el caso de estratos de bloques de arenisca sedimentaria muy dura y para bloques de roca conglomerádica con arena. Para un análisis de costo o planeamiento con relación a la construcción de columnas de cimentación es importante tomar el más conservador, de una manera referencial, es cual puede ser afectado por un factor de seguridad.

Para los demás casos, que involucran estratos de arena, gravas, arcillas y rellenos, no hay variación apreciable entre ambos promedios, por lo que se puede tomar cualquiera de los dos promedios como valor referencial y siempre afectándolo por un respectivo factor de seguridad.

**Tabla 5.1** Rendimientos obtenidos según estratigrafía del terreno.

Descripción del perfil del suelo.	$\emptyset^\circ$		$\gamma_c$		Promedio (m/h)	
			gr/cm <sup>3</sup>		Normal	Ponderado
Arcilla limosa muy compacta.	0		0.90		0.34	0.34
Arena fina con grava suelta.	33		0.65		0.96	0.96
Arena gravosa ligeramente limosa.	34	37	0.70	0.85	1.29	1.33
Arena gruesa.	36	38	0.80	0.90	0.79	0.78
Arena limosa con grava.	32	35	0.70	0.80	1.85	2.09
Arena limosa organica.	32	33	0.60	0.70	2.24	2.14
Bloque de arenisca sedimentaria.	38	43	1.00	1.10	0.42	0.59
Bloque de roca conglomerádica.	41	45	1.25		0.52	0.59
Grava arenosa ligeramente limosa suelta.	41		1.10		0.88	0.88
Grava mal graduada, medianamente densa.	34	43	0.90	1.20	0.82	0.68
Limo arenoso con grava suelto saturado.	31		0.70		1.62	1.62
Relleno.	31		0.70		1.10	1.10

En el Anexo B se presentan dos perfiles estratigráficos del Río Piura. Ambos corresponden a sondajes realizados en ambas márgenes de dicho río. En estos perfiles se puede apreciar que básicamente la estratigrafía del terreno esta conformada por: arenas, limos y arcillas de alta plasticidad por lo que si aplicamos el mismo procedimiento constructivo y el mismo equipo para la perforaciones de las columnas de cimentación podríamos alcanzar **rendimientos superiores a 1.00 m/h.**

## ***CAPÍTULO VI***

### ***“CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES”***

A continuación se enumeran las conclusiones y recomendaciones resultantes del análisis y procesamiento de la información descrita:

- En el proyecto Aguaytía se observó que la capacidad de carga de cada columna de cimentación del Puente Aguaytía varía de 225 a 557 toneladas. La capacidad de carga en conjunto, de cada grupo de columnas de cimentación para cada estructura supera en más del 50 % la sollicitación de carga requerida.
- Después de la experiencia registrada se puede afirmar que se puede mejorar los rendimientos de perforación obtenidos logrando acortar los plazos establecidos, disminuir el costo directo del proceso y los gastos generales del proyecto. Una de las mejoras quedó establecida en el subproceso de perforación, el cual nunca debió paralizar. Los tiempos contributorios registrados al momento de la colocación de la armadura de refuerzo y concreto pudieron convertirse en productivos si el equipo de perforación no se hubiera quedado estático.
- Es fundamental controlar el proceso de construcción de las columnas de cimentación porque siempre serán parte integrante de la ruta crítica de cualquier proyecto. En este caso específico se llegó a controlar el proceso durante su ejecución, tratando de innovar los procedimientos constructivos. A pesar de esto, hubo retrasos en los plazos planificados y un mayor costo que el previsto. Todo esto pudo ser mejorado si se hubiese contado con información práctica a cerca de la ejecución de este tipo de cimentaciones profundas.

- Otra de las experiencias registradas fue el aumento, en la medida de lo posible, del peso que ejerció la presión sobre el Auger Drill. En nuestro caso siempre fue favorable aumentar dicha fuerza.
- A lo largo del proceso de perforación se puede apreciar el tipo de material que se está excavando e inmediatamente es comparable con la descripción estratigráfica proporcionada por los Estudios de Mecánica de Suelos. Es bastante apreciable como varían los rendimientos de perforación conforme se cambia de un estrato a otro.
- El equipo de perforación utilizado en este proyecto es uno de los tantos equipos que se pueden encontrar para la ejecución de columnas de cimentación. Hay equipos mucho más completos y con una mayor potencia, con los cuales se obtendrían rendimientos de perforación mucho más favorables. Una de las grandes desventajas del equipo descrito es que el peso que se ha utilizado para ejercer la fuerza vertical de perforación se basa en el peso propio de la Kelly Bar y del Auger Drill, en cambio otros equipos adicionalmente a estos pesos apoyan todo el peso de la grúa sobre el equipo de perforación.
- El costo por metro lineal de columnas de cimentación registrado en este trabajo, puede ser mejorado si se optimiza el procedimiento constructivo, en especial la perforación de dichas columnas. Tal como se ha presentado, este costo es tres veces mayor que el costo de pilotes hincados de tipo metálico.
- Después de analizar los diferentes rendimientos obtenidos y correlacionándolos con la estratigrafía del suelo de fundación podemos proyectar aceptablemente un rendimiento de perforación para el río Piura, ya que se cuenta con su información estratigráfica. Este método puede ser empleado en dicho río de manera satisfactoria gracias a que su estratigrafía se basa en arenas, limos y arcillas.
- Los ingenieros Dave Judd (Vice President Drilling Operations) y Michael Cornelius (Vice President Operations) de la empresa Malcon Drilling Corporation. USA, expertos en el diseño, perforación y construcción de Drilled Shafts nos afirmaron: “Cuando la excavación se hace con casing recuperable (estabilización de paredes de las perforaciones con caissons metálicos recuperables), el desperdicio de concreto es del orden de 8 %. Cuando la excavación se hace utilizando lodo bentonítico, el desperdicio puede llegar a ser del orden del 20 %. Todo esto es motivo para lograr una adecuada estabilización de las paredes de la perforación”. La construcción de las columnas de cimentación del Puente Aguaytía, utilizando lodo bentonítico, involucro la colocación de concreto con un desperdicio del 6 %.
- A pesar que el diseño de mezcla utilizado fue muy favorable en las resistencias obtenidas en el laboratorio y a los ensayos destructivos al momento de la demolición de los cabezales de las columnas de cimentación (teóricamente concreto contaminado), es recomendable utilizar concreto hecho con agregado de tamaño máximo ¾” para lograr mayor fluidez del concreto debido a que será colocado en condiciones especiales.

- Se debe tener en cuenta y prever el reemplazo de los elementos de desgaste de los HD Conical Points C-31 y de las diferentes herramientas de perforación. Debido a que estos materiales son importados se debe prever el tiempo que demandará su traslado al proyecto, el cual debe ser tomado en cuenta durante la planificación de la construcción de las columnas de cimentación.
- Se debe hacer una elección adecuada del tipo de herramienta de perforación que se usará. Como se puede apreciar en la tabla 4.13, el rendimiento de las perforaciones realizadas es función del tipo de herramienta y del procedimiento constructivo que se aplique.
- El Ing. Juan Pierantoni de la empresa argentina Juan y Roberto Pierantoni S.R.L. (pierantoni@arnet.com.ar), en base a sus experiencias en Argentina, en un suelo similar, con una perforadora con un torque de 13,000 kg.m y con un empuje de 7.5 toneladas obtuvo rendimientos de 1.0 m/h. Si revisamos nuestros resultados podremos observar que nuestros rendimientos están casi a la mitad de lo que él obtuvo.
- Cuando el nivel freático es alto (cercano a la superficie del terreno) es recomendable la colocación de un casing collar en la parte superior de la excavación y que sobresalga de ésta. Este casing collar permite que el suelo se mantenga estable en la parte superior de la excavación y proporciona una presión hidrostática adecuada a las paredes de la excavación, sobresaliendo del terreno lo necesario y llenado con el lodo que se utiliza.
- Es importante escoger el sistema que se adoptará para estabilizar las paredes de las perforaciones, ya que influye en el costo del proceso constructivo. Por una parte la utilización de una planta de lodos es bastante costosa también lo es la utilización de los polímeros químicos y más aún si no se pueden reciclar.
- Los polímeros Super Mud y Super Mud Dry de la empresa Sinclair Well Products & Mud Services. USA, como muchos otros polímeros, son susceptibles al calcio; es por esta razón que se debe tener cuidado de no bombear para su recuperación la parte de lodo que se encuentra hasta 1.00 m por encima del nivel del concreto, este volumen del lodo debe ser descartado.
- La verificación de las propiedades del lodo bentonítico durante el proceso constructivo es muy importante. El control del pH nos asegura que tanto la armadura de refuerzo como el concreto no estarán sometidos a ambientes agresivos. El control de la densidad nos proporciona una buena estabilidad de las paredes de las perforaciones debido a que las fuerzas estabilizadoras están en función de ésta.
- La utilización de bentonita en la conformación del lodo hace que se mantenga en suspensión la arena proveniente de la remoción del suelo excavado, existiendo el peligro de formación de lentes de arena en la columna de cimentación durante el proceso de colocación de concreto. Este peligro se evita con el desarenado del lodo bentonítico o la adición de un polímero coagulante, lo que es verificado con el ensayo para la determinación del contenido de arena.

- A mayor viscosidad del lodo bentonítico se obtiene mayor estabilización de las paredes de la excavación, pero hay mayor contenido de arena en suspensión en dicho lodo; incrementando así el riesgo de formación de lentes de arena en la colocación de concreto o incrementando la intensidad del proceso de limpieza del lodo. A menor viscosidad hay mayor riesgo de desmoronamiento de las paredes de la excavación, incrementando considerablemente el volumen de concreto adicional en la columna de cimentación. De esto se deduce la importancia de contar con un adecuado control de la viscosidad del lodo bentonítico y un conocimiento adecuado del comportamiento del suelo que se está excavando.

## ***BIBLIOGRAFÍA***

1. Pontificia Universidad Católica del Perú. Informe 99027. Determinación de la capacidad de carga de pilares. Laboratorio de Mecánica de Suelos. Cosapi S.A. 16/02/99.
2. CISMID – UNI. Informe de exploración geotécnica en puente Aguaytía. 15/12/94.
3. Geotécnica S.A. Estudio Geológico – Geotécnico complementario en los ejes de los pilotes, cámara de anclaje y tramos postensados. Informe final. 15/11/98.
4. Hidroenergía Consultores en Ingeniería S.C.R.L. Estudio e informe de los parámetros geotécnicos para una posible modificación del nuevo puente Aguaytía 01/09/98.
5. Henry Herrera C. Diseño geotécnico de pozos perforados y su aplicabilidad en el río Piura. 1999. Tesis. Universidad de Piura.
6. Universidad de Piura. Laboratorio de estructuras y ensayo de materiales de construcción. Determinación de los parámetros geotécnicos para la cimentación del puente Bolognesi-Piura mediante pozos perforados. Piura. 1998.
7. Manuel Delgado Vargas. Ingeniería de cimentaciones. Fundamentos e introducción al análisis geotécnico. 2da. Edición. 1999.
8. Louis J. Goodman, R. H. Karol. Theory and Practice of Foundation Engineering. First Edition. 1968.
9. Bowles, J. E. Foundation análisis and design. New York. 1996.
10. Coduto, D. P. Foundation design: principles and practices. 1994.
11. Terzaghi, K. Peck, R. Mesri, G. Soils Mechanics in Engineering Practice. 1996.
12. M. J. Tomlinson. Foundation Design and Construcción. Second Edition 1969.
13. Ralph B. Peck, Walter E. Hanson, Thomas H. Thornburn. Foundation Engineering. Second Edition. 1973.
14. Juárez Badillo. Rico Rodríguez. Tomo 1 y 2. Mecánica de Suelos. Tercera Edición. 1998.
15. Manual Técnico del Ejército. Diseño y cálculo de puentes. Ingeniería. Segunda Edición. 1998.
16. Edward G. Nawy. Prestressed concrete. Second Edition 1996.
17. Reference specification for the construction of drilled piers and commentary. ACI 336.1/336.1R-98.

***ANEXO A***

***“CAPACIDAD DE CARGA DE COLUMNAS DE CIMENTACION”***

## 1. Columnas de cimentación. Estribo izquierdo. Eje 2.

### ESTRIBO IZQUIERDO. EJE 2.

Parámetro.	Und.	Cantidad
Diámetro de la columna de cimentación:	cm	120.00
Separación eje a eje:	m	3.60
Número de filas en B:	---	3.00
Número de filas en L:	---	6.00
Carga vertical:	Ton	6296.42
Carga horizontal:	Ton	669.22
Excentricidad:	m	0.576
Cota de la superficie:	msnm	283.00
Cota de la cimentación:	msnm	277.00
Profundidad de la cimentación de la zapata:	m	6.00

Estratos	Descripción del perfil del suelo.	Cota fondo estrato	Prof. Final. m	Long. Estrato m	$\phi^{\circ}$	$\gamma_c$ gr/cm <sup>3</sup>
1	Grava mal graduada, medianamente densa.	274.00	9.00	9.00	34	0.90
2	Bloque de roca conglomerádica con arena.	273.60	9.40	0.40	41	1.25
3	Arcilla limosa muy compacta.	272.56	10.44	1.04	0	0.90
4	Bloque de arenisca muy dura.	272.32	10.68	0.24	43	1.00
5	Bloque de roca conglomerádica con arena.	272.21	10.79	0.11	45	1.25
6	Bloque de arenisca muy dura.	271.63	11.37	0.58	38	1.00
7	Bloque de roca conglomerádica con arena.	271.35	11.65	0.28	45	1.25
8	Grava mal graduada, medianamente densa.	262.85	20.15	8.50	41	1.20

### RESULTADOS DE ANALISIS

Punto	Cota del punto msnm	$\phi^*$	$\gamma_c$ gr/cm <sup>3</sup>	Qdi fricción (ton)	Qdi punta (ton)	Qti total (ton)	Fsi v	Fsi h
1	274.00	35	1.25	5.13	335.83	113.65	0.80	0.31
2	273.60	35	1.01	10.49	357.72	122.74	0.87	0.33
3	272.56	42	1.00	----	----	----	----	----
4	272.32	42	1.25	16.73	1055.89	357.54	2.53	0.96
5	272.21	41	1.00	21.36	932.15	317.84	2.25	0.85
6	271.63	43	1.25	26.06	1232.70	419.59	2.97	1.13
7	271.35	41	1.20	37.84	994.31	344.05	2.43	0.93
8	267.10	41	1.20	108.30	1462.55	523.62	3.70	1.41
9	262.85	41	1.20	178.76	1462.55	547.10	3.87	1.47

Qdi fricción = capacidad de carga por fricción (suma a lo largo del tramo: fondo de zapata a la cota de análisis).

Qdi punta = capacidad de carga en la punta del pilar (en la cota de análisis).

Qti total = carga de trabajo vertical del pilar (en la cota de análisis).

FSiv = factor de seguridad por corte frente a cargas verticales.

FSih = factor de seguridad por corte frente a cargas horizontales (considerando Qti h = 10 % Qti).

Qti h = carga de trabajo horizontal del pilar (en la cota de análisis).

$\phi^*$  ángulo de fricción ponderado.  
 $\gamma_c$  peso unitario volumétrico sumergido ponderado.

## 2. Columnas de cimentación. Torre Derecha. Eje 3.

### TORRE DERECHA. EJE 3.

Parámetro.	Und.	Cantidad
Diámetro de la columna de cimentación:	cm	120.00
Separación eje a eje:	m	3.60
Número de filas en B:	---	3.00
Número de filas en L:	---	7.00
Carga vertical:	Ton	4502.82
Carga horizontal:	Ton	314.10
Excentricidad:	m	0.710
Cota de la superficie:	msnm	281.50
Cota de la cimentación:	msnm	277.00
Profundidad de la cimentación de la zapata:	m	4.50

Estratos	Descripción del perfil del suelo.	Cota fondo estrato	Prof. Final. m	Long. Estrato m	$\phi^{\circ}$	$\gamma_c$ gr/cm <sup>3</sup>
1	Relleno.	277.50	4.00	4.00	31	0.70
2	Grava mal graduada, medianamente densa.	276.07	5.43	1.43	39	1.10
3	Bloque de roca conglomerádica con arena.	275.67	5.83	0.40	45	1.25
4	Grava mal graduada, medianamente densa.	273.30	8.20	2.37	41	1.10
5	Bloque de roca conglomerádica con arena.	272.19	9.31	1.11	45	1.25
6	Grava mal graduada, medianamente densa.	265.48	16.02	6.71	41	1.20

### RESULTADOS DE ANALISIS

Punto	Cota del punto msnm	$\phi^*$	$\gamma_c$ gr/cm <sup>3</sup>	Qdi fricción (ton)	Qdi punta (ton)	Qti total (ton)	Fsi v	Fsi h
1	277.50	42	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	276.07	43	1.25	5.45	556.27	187.24	2.08	1.25
3	275.67	43	1.10	13.24	626.65	213.3	2.37	1.43
4	273.30	43	1.25	52.53	908.38	320.30	3.55	2.14
5	272.19	41	1.20	99.23	805.77	301.67	3.35	2.02
6	268.84	41	1.20	154.85	1126.18	427.01	4.74	2.85
7	265.48	41	1.20	210.47	1460.58	557.02	6.18	3.72

Qdi fricción = capacidad de carga por fricción (suma a lo largo del tramo: fondo de zapata a la cota de análisis).

Qdi punta = capacidad de carga en la punta del pilar (en la cota de análisis).

Qti total = carga de trabajo vertical del pilar (en la cota de análisis).

FSiv = factor de seguridad por corte frente a cargas verticales.

FSih = factor de seguridad por corte frente a cargas horizontales (considerando Qti h = 10 % Qti).

Qti h = carga de trabajo horizontal del pilar (en la cota de análisis).

$\phi^*$  ángulo de fricción ponderado.

$\gamma_c$  peso unitario volumétrico sumergido ponderado.

### 3. Columnas de cimentación. Cámara de anclaje derecha. Eje 5.

#### CAMARA DE ANCLAJE DERECHA. EJE 5.

Parámetro.	Und.	Cantidad
Diámetro de la columna de cimentación:	cm	120.00
Separación eje a eje:	m	3.60
Número de filas en B:	---	6.00
Número de filas en L:	---	8.00
Carga vertical:	Ton	11380.00
Carga horizontal:	Ton	4834.00
Excentricidad:	m	3.547
Cota de la superficie:	msnm	281.50
Cota de la cimentación:	msnm	277.00
Profundidad de la cimentación de la zapata:	m	4.50

Estratos	Descripción del perfil del suelo.	Cota fondo estrato	Prof. Final. m	Long. Estrato m	$\phi^{\circ}$	$\gamma_c$ gr/cm <sup>3</sup>
1	Arena limosa orgánica.	280.80	0.70	0.70	33	0.70
2	Grava mal graduada, medianamente densa.	280.37	1.13	0.43	39	1.10
3	Limo arenoso con grava suelta saturado.	279.57	1.93	0.80	31	0.70
4	Arena limosa con grava suelta saturada.	278.70	2.80	0.87	32	0.75
5	Grava mal graduada, medianamente densa.	278.30	3.20	0.40	39	1.10
6	Arena gruesa con grava.	277.70	3.80	0.60	36	0.80
7	Grava mal graduada, medianamente densa.	272.16	9.34	5.54	39	1.10
8	Arena gruesa.	271.70	9.80	0.46	37	0.85
9	Grava mal graduada, medianamente densa.	270.70	10.80	1.00	39	1.10
10	Bloque conglomerádico.	270.20	11.30	0.50	45	1.25
11	Grava mal graduada, medianamente densa.	269.58	11.92	0.62	41	1.10
12	Arena gruesa.	268.81	12.69	0.77	38	0.90
13	Grava mal graduada, medianamente densa.	262.50	19.00	6.31	43	1.10
14	Bloque de roca conglomerádica.	262.40	19.10	0.10	45	1.25
15	Grava mal graduada, medianamente densa.	261.60	19.90	0.80	43	1.20

#### RESULTADOS DE ANALISIS

Punto	Cota del punto msnm	$\phi^*$	$\gamma_c$ gr/cm <sup>3</sup>	Qdi fricción (ton)	Qdi punta (ton)	Qti total (ton)	Fsi v	Fsi h
1	280.80	35	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	280.37	34	0.70	0.33	45.61	9.54	0.10	0.01
3	279.57	37	0.75	0.41	80.7	27.04	0.30	0.03
4	278.70	38	1.10	0.61	143.81	48.14	0.53	0.05
5	278.30	38	0.80	1.63	158.11	53.25	0.58	0.05
6	277.70	39	1.10	2.40	231.67	78.02	0.86	0.08
7	272.16	40	0.85	38.59	743.22	260.60	2.86	0.26
8	271.70	41	1.10	40.95	819.21	286.72	3.14	0.28
9	270.70	42	1.25	51.72	1047.41	366.38	4.02	0.36
10	270.20	41	1.10	74.85	957.94	344.26	3.77	0.34
10	269.58	40	0.90	86.82	968.89	351.90	3.86	0.35
12	268.81	43	1.10	94.51	1435.25	509.92	5.59	0.51
11	262.50	44	1.25	357.47	2659.33	1005.60	11.02	1.00
14	262.40	43	1.20	365.76	2304.95	890.24	9.76	0.88
15	261.60	43	1.20	407.51	2401.48	936.33	10.26	0.93

Qdi fricción = capacidad de carga por fricción (suma a lo largo del tramo: fondo de zapata a la cota de análisis).

Qdi punta = capacidad de carga en la punta del pilar (en la cota de análisis).

Qti total = carga de trabajo vertical del pilar (en la cota de análisis).

FSiv = factor de seguridad por corte frente a cargas verticales.

FSih = factor de seguridad por corte frente a cargas horizontales (considerando Qti h = 10 % Qti).

Qti h = carga de trabajo horizontal del pilar (en la cota de análisis).

$\phi^*$  ángulo de fricción ponderado.  
 $\gamma_c$  peso unitario volumétrico sumergido ponderado.

#### 4. Columnas de cimentación. Pilar Eje 7.

##### PILAR. EJE 7.

Parámetro.	Und.	Cantidad
Diámetro de la columna de cimentación:	cm	120.00
Separación eje a eje:	m	3.00
Número de filas en B:	---	2.00
Número de filas en L:	---	4.00
Carga vertical:	Ton	753.61
Carga horizontal:	Ton	98.36
Excentricidad:	m	1.186
Cota de la superficie:	msnm	281.80
Cota de la cimentación:	msnm	278.50
Profundidad de la cimentación de la zapata:	m	3.30

Estratos	Descripción del perfil del suelo.	Cota fondo estrato	Prof. Final. m	Long. Estrato m	$\phi^{\circ}$	$\gamma_c$ gr/cm <sup>3</sup>
1	Grava con arena limosa.	281.10	0.70	0.70	36	0.90
2	Arena limosa, ligeramente gravosa, suelta.	278.45	3.35	2.65	35	0.85
3	Grava mal graduada, medianamente densa.	271.52	10.28	6.93	41	1.10
4	Bloque de arenisca sedimentaria.	270.52	11.28	1.00	40	1.25
5	Grava mal graduada, medianamente densa.	268.39	13.41	2.13	41	1.10
6	Bloque de arenisca sedimentaria.	266.60	15.20	1.79	45	1.25
7	Grava mal graduada, medianamente densa.	266.10	15.70	0.50	41	1.10

##### RESULTADOS DE ANALISIS

Punto	Cota del punto msnm	$\phi^*$	$\gamma_c$ gr/cm <sup>3</sup>	Qdi fricción (ton)	Qdi punta (ton)	Qti total (ton)	Fsi v	Fsi h
1	281.10	35	0.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	278.45	35	1.10	1.74	131.38	44.37	1.10	0.36
3	274.99	41	1.25	7.96	613.53	207.16	5.16	1.68
4	271.52	42	1.25	1.74	746.07	249.27	6.20	2.03
5	270.52	41	1.10	13.76	707.12	240.29	5.98	1.95
6	268.39	43	1.25	49.07	1229.81	426.29	10.61	3.47
7	266.60	43	1.10	124.39	1488.40	537.60	13.38	4.37
8	266.10	41	1.10	132.68	1143.66	425.45	10.59	3.46

Qdi fricción = capacidad de carga por fricción (suma a lo largo del tramo: fondo de zapata a la cota de análisis).

Qdi punta = capacidad de carga en la punta del pilar (en la cota de análisis).

Qti total = carga de trabajo vertical del pilar (en la cota de análisis).

FSiv = factor de seguridad por corte frente a cargas verticales.

FSih = factor de seguridad por corte frente a cargas horizontales (considerando Qti h = 10 % Qti).

Qti h = carga de trabajo horizontal del pilar (en la cota de análisis).

$\phi^*$  ángulo de fricción ponderado.  
 $\gamma_c$  peso unitario volumétrico sumergido ponderado.

## 5. Columnas de cimentación. Pilar Eje 9.

### PILAR. EJE 9.

Parámetro.	Und.	Cantidad
Diámetro de la columna de cimentación:	cm	120.00
Separación eje a eje:	m	3.00
Número de filas en B:	---	2.00
Número de filas en L:	---	4.00
Carga vertical:	Ton	753.61
Carga horizontal:	Ton	98.36
Excentricidad:	m	1.186
Cota de la superficie:	msnm	282.25
Cota de la cimentación:	msnm	278.50
Profundidad de la cimentación de la zapata:	m	3.75

Estratos	Descripción del perfil del suelo.	Cota fondo estrato	Prof. Final. m	Long. Estrato m	$\phi^{\circ}$	$\gamma_c$ gr/cm <sup>3</sup>
1	Arena limosa con grava.	281.75	0.50	0.50	32	0.70
2	Arena limosa orgánica.	281.25	1.00	0.50	32	0.60
3	Arena limosa con grava suelta saturada.	279.05	3.20	2.20	33	0.70
4	Grava mal graduada, medianamente densa.	277.43	4.82	1.62	39	1.10
5	Grava mal graduada, medianamente densa.	274.17	8.08	3.26	40	1.10
6	Grava mal graduada, medianamente densa.	272.72	9.53	1.45	41	1.10
7	Bloque de arenisca sedimentaria.	269.25	13.00	3.47	40	1.00
8	Grava mal graduada, medianamente densa.	266.15	16.10	3.10	41	1.10

### RESULTADOS DE ANALISIS

Punto	Cota del punto msnm	$\phi^*$	$\gamma_c$ gr/cm <sup>3</sup>	Qdi fricción (ton)	Qdi punta (ton)	Qti total (ton)	Fsi v	Fsi h
1	281.75	32	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	281.25	36	0.70	0.03	38.28	12.77	0.32	0.10
3	279.05	40	1.10	0.03	178.95	40.36	1.00	0.33
4	277.43	41	1.10	17.26	353.01	123.42	3.07	1.00
5	275.80	40	1.10	38.93	395.98	144.97	3.61	1.18
6	274.17	40	1.10	60.56	481.30	180.62	4.50	1.47
7	272.72	40	1.00	84.60	589.23	224.61	5.59	1.83
8	271.27	41	1.10	102.02	723.29	275.10	6.85	2.24
9	269.25	41	1.10	126.29	940.59	355.63	8.85	2.89
10	267.13	41	1.10	170.79	1107.72	426.17	10.61	3.47
11	266.15	41	1.10	177.69	1228.95	468.88	11.67	3.81

Qdi fricción = capacidad de carga por fricción (suma a lo largo del tramo: fondo de zapata a la cota de análisis).

Qdi punta = capacidad de carga en la punta del pilar (en la cota de análisis).

Qti total = carga de trabajo vertical del pilar (en la cota de análisis).

FSiv = factor de seguridad por corte frente a cargas verticales.

FSih = factor de seguridad por corte frente a cargas horizontales (considerando Qti h = 10 % Qti).

Qti h = carga de trabajo horizontal del pilar (en la cota de análisis).

$\phi^*$  ángulo de fricción ponderado.

$\gamma_c$  peso unitario volumétrico sumergido ponderado.

## 6. Columnas de cimentación. Pilar Eje 12.

### PILAR. EJE 12.

Parámetro.	Und.	Cantidad
Diámetro de la columna de cimentación:	cm	120.00
Separación eje a eje:	m	3.00
Número de filas en B:	---	2.00
Número de filas en L:	---	4.00
Carga vertical:	Ton	753.61
Carga horizontal:	Ton	98.36
Excentricidad:	m	1.186
Cota de la superficie:	msnm	282.50
Cota de la cimentación:	msnm	278.50
Profundidad de la cimentación de la zapata:	m	4.00

Estratos	Descripción del perfil del suelo.	Cota fondo estrato	Prof. Final m	Long. Estrato m	$\phi^{\circ}$	$\gamma_c$ gr/cm <sup>3</sup>
1	Arena gravosa.	281.50	1.00	1.00	34	0.70
2	Grava mal graduada, medianamente densa.	281.25	1.25	0.25	39	1.10
3	Arena limosa con grava.	280.00	2.50	1.25	35	0.80
4	Arena gravosa ligeramente limosa.	279.85	2.65	0.15	37	0.85
5	Grava mal graduada, medianamente densa.	273.90	8.60	5.95	41	1.10
6	Bloque de arenisca conglomerádica.	270.28	12.22	3.62	40	1.10
7	Grava mal graduada, medianamente densa.	268.76	13.74	1.52	41	1.00
8	Bloque de roca conglomeradica.	268.06	14.44	0.70	45	1.00
9	Grava mal graduada, medianamente densa.	267.20	15.30	0.86	41	1.10
10	Bloque de roca conglomerádica.	266.45	16.05	0.75	45	1.25

### RESULTADOS DE ANALISIS

Punto	Cota del punto msnm	$\phi^*$	$\gamma_c$ gr/cm <sup>3</sup>	Qdi fricción (ton)	Qdi punta (ton)	Qti total (ton)	Fsi v	Fsi h
1	281.50	38	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	281.25	38	0.80	0.22	72.90	24.38	0.61	0.20
3	280.00	39	0.85	0.22	143.82	48.01	1.19	0.39
4	279.85	41	1.10	1.04	215.24	72.09	1.79	0.59
5	276.88	40	1.00	50.36	460.20	170.19	4.24	1.38
6	273.90	40	1.00	99.68	697.88	265.85	6.62	2.16
7	272.09	42	1.10	107.86	1115.75	407.87	10.15	3.32
8	270.28	42	1.10	143.18	1292.45	478.55	11.91	3.89
9	268.76	43	1.25	168.38	1638.83	602.40	14.99	4.90
10	268.06	43	1.10	197.84	1744.84	647.56	16.12	5.27
11	267.20	43	1.25	212.09	1842.75	684.95	17.05	5.57
12	266.45	45	0.13	243.65	2560.47	934.71	23.26	7.60

Qdi fricción = capacidad de carga por fricción (suma a lo largo del tramo: fondo de zapata a la cota de análisis).

Qdi punta = capacidad de carga en la punta del pilar (en la cota de análisis).

Qti total = carga de trabajo vertical del pilar (en la cota de análisis).

FSiv = factor de seguridad por corte frente a cargas verticales.

FSih = factor de seguridad por corte frente a cargas horizontales (considerando Qti h = 10 % Qti).

Qti h = carga de trabajo horizontal del pilar (en la cota de análisis).

$\phi^*$  ángulo de fricción ponderado.

$\gamma_c$  peso unitario volumétrico sumergido ponderado.

## 7. Columnas de cimentación. Pilar Eje 14.

### PILAR. EJE 14.

Parámetro.	Und.	Cantidad
Diámetro de la columna de cimentación:	cm	120.00
Separación eje a eje:	m	3.00
Número de filas en B:	---	2.00
Número de filas en L:	---	4.00
Carga vertical:	Ton	753.61
Carga horizontal:	Ton	98.36
Excentricidad:	m	1.186
Cota de la superficie:	msnm	281.60
Cota de la cimentación:	msnm	278.50
Profundidad de la cimentación de la zapata:	m	3.10

Estratos	Descripción del perfil del suelo.	Cota fondo estrato	Prof. Final m	Long. Estrato m	$\varnothing^\circ$	$\gamma_c$ gr/cm <sup>3</sup>
1	Arena fina con grava suelta.	280.90	0.70	0.70	33	0.65
2	Arena limosa, ligeramente gravosa, suelta.	280.50	1.10	0.40	35	0.70
3	Grava arenosa ligeramente limosa suelta.	279.30	2.30	1.20	41	1.10
4	Grava mal graduada, medianamente densa.	273.35	8.25	5.95	41	1.10
5	Bloque de arenisca sedimentaria.	271.04	10.56	2.31	40	1.00
6	Grava mal graduada, medianamente densa.	267.10	14.50	3.94	41	1.10

### RESULTADOS DE ANALISIS

Punto	Cota del punto msnm	$\varnothing^*$	$\gamma_c$ gr/cm <sup>3</sup>	Qdi fricción (ton)	Qdi punta (ton)	Qti total (ton)	Fsi v	Fsi h
1	280.90	39	0.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	280.50	41	1.10	0.09	111.66	37.25	0.93	0.30
3	279.30	41	1.10	0.07	221.31	73.79	1.84	0.60
4	276.33	40	1.00	1.07	446.04	149.04	3.71	1.21
5	273.35	40	1.00	98.72	692.86	263.86	6.57	2.15
6	271.04	41	1.10	64.58	938.01	334.20	8.32	2.72
7	269.07	41	1.10	169.67	1163.29	444.32	11.06	3.61
8	267.10	41	1.10	130.60	938.01	356.20	8.86	2.90

Qdi fricción = capacidad de carga por fricción (suma a lo largo del tramo: fondo de zapata a la cota de análisis).

Qdi punta = capacidad de carga en la punta del pilar (en la cota de análisis).

Qti total = carga de trabajo vertical del pilar (en la cota de análisis).

Fsi v = factor de seguridad por corte frente a cargas verticales.

Fsi h = factor de seguridad por corte frente a cargas horizontales (considerando Qti h = 10 % Qti).

Qti h = carga de trabajo horizontal del pilar (en la cota de análisis).

$\varnothing^*$  ángulo de fricción ponderado.

$\gamma_c$  peso unitario volumétrico sumergido ponderado.

## 8. Columnas de cimentación. Pilar Eje 16.

### ESTRIBO DERECHO. EJE 16.

Parámetro.	Und.	Cantidad
Diámetro de la columna de cimentación:	cm	100.00
Separación eje a eje:	m	3.00
Número de filas en B:	---	2.00
Número de filas en L:	---	2.00
Carga vertical:	Ton	412.18
Carga horizontal:	Ton	103.72
Excentricidad:	m	1.611
Cota de la superficie:	msnm	281.60
Cota de la cimentación:	msnm	279.60
Profundidad de la cimentación de la zapata:	m	2.00

Estratos	Descripción del perfil del suelo.	Cota fondo estrato	Prof. Final. m	Long. Estrato m	$\emptyset^{\circ}$	$\gamma_c$ gr/cm <sup>3</sup>
1	Arena limosa con grava.	278.48	3.12	3.12	32	0.70
2	Grava mal graduada, medianamente densa.	269.60	12.00	8.88	41	1.10

### RESULTADOS DE ANALISIS

Punto	Cota del punto msnm	$\emptyset^*$	$\gamma_c$ gr/cm <sup>3</sup>	Qdi fricción (ton)	Qdi punta (ton)	Qti total (ton)	Fsi v	Fsi h
1	278.48	41	1.10	0.25	155.27	51.84	0.40	0.20
2	276.26	41	1.10	10.70	298.03	102.91	0.80	0.40
3	274.04	41	1.10	28.65	439.77	156.14	1.22	0.60
4	271.82	41	1.10	54.1	581.5	211.87	1.65	0.82
5	269.60	41	1.10	87.01	723.23	270.08	2.11	1.04

Qdi fricción = capacidad de carga por fricción (suma a lo largo del tramo: fondo de zapata a la cota de análisis).

Qdi punta = capacidad de carga en la punta del pilar (en la cota de análisis).

Qti total = carga de trabajo vertical del pilar (en la cota de análisis).

FSiv = factor de seguridad por corte frente a cargas verticales.

FSih = factor de seguridad por corte frente a cargas horizontales (considerando Qti h = 10 % Qti).

Qti h = carga de trabajo horizontal del pilar (en la cota de análisis).

$\emptyset^*$  ángulo de fricción ponderado.

$\gamma_c$  peso unitario volumétrico sumergido ponderado.

*ANEXO C*

*“PROCEDIMIENTO DE ENSAYO PARA DETERMINAR LAS  
PROPIEDADES DE LODO BENTONITICO”*

Procedimiento para determinar las propiedades del lodo bentonítico.



Elaborado por		Revisado por		Aprobado	
Nombre / Función:	D	Nombre / Función:	D	Nombre / Función:	D
Richard Aquino. Ing. de producción	M	Willy Silva Jefe de producción	M	Anibal Ibañez Vera P. Jefe de Obra	M
Firma:	A	Firma:	A	Firma:	A

Procedimiento para determinar las propiedades del lodo bentonítico.

I. Control de la revisión.

N° rev.	Descripción	Pág.	Revisado por	Fecha	Aprobado por	Fecha
0	Emisión	---	Willy Silva Peralta		Anibal Ibañez Vera P.	

Procedimiento para determinar las propiedades del lodo bentonítico.

II. Tabla de contenido.

ITEM	PAG.
I. Control de la revisión.....	2
II. Tabla de contenido.....	3
1. Propósito.....	4
2. Alcance.....	4
3. Documentos de referencia.....	4
3.1. Del sistema de aseguramiento precedentes al proceso..	4
3.2. Del sistema de aseguramiento con interfase al proceso.	4
3.3. Documentos de referencia.....	4
4. Definiciones.....	4
5. Desarrollo.....	4
5.1. Recursos.....	4
5.2. Preparación del ensayo.....	6
5.3. Determinación de la viscosidad.....	6
5.4. Determinación de la densidad.....	7
5.5. Determinación del ph.....	8
5.6. Determinación del contenido de arena.....	8
6. Modo de aceptación.....	9
7. Responsabilidades.....	9
8. Fotografías.....	9
9. Anexos.....	10
9.1. Registro de ensayo de lodo bentonítico.....	10

Procedimiento para determinar las propiedades del lodo bentonítico.

1. Propósito.

Establecer los lineamientos y actividades a seguir para obtener la viscosidad, ph, densidad y contenido arena del lodo bentonítico utilizado en los trabajos para la construcción de las columnas de cimentación, Drilled Shafts, según alcance descrito en el punto 2.

2. Alcance.

Este procedimiento rige para el Proyecto Nuevo Puente Aguaytía y Accesos desarrollado en el Km. 211 de la Carretera Huánuco – Tingo María – Pucallpa.

3. Documentos de referencia.

3.1. Del sistema de aseguramiento precedentes al proceso.

- No relevante para este procedimiento.

3.2. Del sistema de aseguramiento con interfase al proceso.

- MAC-02-00-01 Manual de Aseguramiento de la Calidad Cosapi S.A. Ingeniería y Construcción.
- MAS-02-00-01 Manual de Seguridad, Salud y Ambiente Cosapi S.A. Ingeniería y Construcción.
- PCO-09-08-05 UO2689 Procedimiento para trabajos de columnas de cimentación.

3.3. Documentos de referencia.

- Documentos contractuales del proyecto.

4. Definiciones.

- Bicarbonato de Sodio: es una sal de ácido carbónico de sodio.
- Lodo bentonítico: mezcla de agua, bentonita y bicarbonato de sodio en proporciones predefinidas para obtener una densidad no superior a  $1.05 \text{ gr/cm}^3$  ( $1050 \text{ kg/m}^3$ ).

5. Desarrollo.

5.1. Recursos.

5.1.1. Equipos.

5.1.1.1. Equipos referenciales de producción directa.

No aplicable al presente procedimiento.

5.1.1.2. Ensayos, medición e inspección.

- Instrumentos para determinar la viscosidad del lodo bentonítico.
  - Embudo - tamiz.
  - Jarra OFI.
  - Cronómetro.

Procedimiento para determinar las propiedades del lodo bentonítico.

- Instrumentos para determinar la densidad de lodo bentonítico.
  - Balanza de cuchilla OFI.
- Instrumentos para determinar el ph del lodo bentonítico.
  - Ph - metro.
- Instrumentos para determinar el contenido de arena del lodo bentonítico.
  - Sand Content Tube N° 167-30.
  - Tubo-tamiz.
  - Tubo - Embudo

#### 5.1.1.3. Herramientas.

No relevante para este procedimiento.

#### 5.1.1.4. Mantenimiento de equipos.

No relevante para este procedimiento.

#### 5.1.2. Materiales.

##### 5.1.2.1. Materiales consumibles.

- Bentonita
- Bicarbonato de sodio.
- Agua.

##### 5.1.2.2. Almacenaje y preservación.

Los materiales deben ser almacenados de tal manera que se asegure su calidad y propiedades para el Proyecto.

La Bentonita y el Bicarbonato de Sodio deben almacenarse en lugares protegidos contra la lluvia, así se encuentren en el almacén del Proyecto o en el campo.

#### 5.1.3. Personal.

##### 5.1.3.1. Cuadrilla típica.

- El proceso estará a cargo de un Supervisor designado por el Jefe de Obra.
- El listado referencial de personal para la ejecución de la actividad es:
  - Un supervisor, responsable de la actividad.
  - Un operador de planta de lodo.

Procedimiento para determinar las propiedades del lodo bentonítico.

#### 5.1.3.2. Calificación necesaria.

El personal involucrado es capacitado en las acciones preventivas a tomar con respecto a la seguridad en la actividad, en concordancia al Manual de Seguridad, Salud y Ambiente.

El responsable de la actividad tiene una calificación sobre la base de su experiencia de ejecución de la actividad a realizar.

De ser necesario se capacitará a los responsables de esta actividad por personal especializado en el tema. El área de Aseguramiento de la Calidad mantendrá los registros físicos como evidencia de dicha capacitación.

#### 5.2. Preparación del ensayo.

##### 5.2.1. Precauciones de seguridad.

El responsable tiene que tomar las apropiadas precauciones durante el inicio, transcurso y término del ensayo.

##### 5.2.2. Preparación de la muestra.

La muestra se debe extraer del lodo bentonítico que se haya preparado o reciclado para las columnas de cimentación. Estas muestras se obtienen directamente de la planta de lodo bentonítico y/o de los pozos perforados según sea lo más conveniente.

#### 5.3. Determinación de la viscosidad.

En este punto se explica un método para determinar un parámetro que se interrelaciona con la viscosidad del lodo bentonítico mas no es un procedimiento para determinar la viscosidad teórica propiamente dicha de este lodo, puesto que ésta esta en función de la temperatura.

Se ha considerado que para poder obtener una idea referencial de la viscosidad del lodo bentonítico a la temperatura ambiente (20° - 35° C, en Aguaytía) se analiza el tiempo en el que de un volumen de 1.7 litros es evacuado un litro, el cual debe pasar por una sección transversal constante de 12.56 mm<sup>2</sup>.

Este tiempo esta en función de la temperatura, densidad y volumen de muestra de lodo bentonítico de donde se extraerán los 1000 cc así como también de la sección transversal de evacuación y se ha determinado mediante nuestras experiencias de campo que el tiempo óptimo fluctúa entre los 32 a 34 segundos.

Para esto se cuenta con un embudo-tamiz en el cual se deben colocar los 1.7 litros. Este embudo-tamiz como todo embudo típico es un tronco de cono, en el que su área circular menor tiene un diámetro de 0.04 cm y el área circular mayor tiene un diámetro de 15 cm.

Según lo descrito anteriormente, a continuación se indica el procedimiento a seguir para determinar el tiempo empleado en evacuar el volumen especificado: