

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL



Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

**“IMPLEMENTACIÓN Y ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN DE UN
TANQUE DE 12000 GALONES PARA UN SISTEMA CONTRA
INCENDIOS EN LA TERMINAL DE PRODUCTOS LIMPIOS
TRES BOCAS, LOCALIZADA EN LA CIUDAD DE GUAYAQUIL”**

TESIS DE GRADO

Previa a la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Presentado por:

ANDRÉS REYNALDO PRIETO HOJAS

GUAYAQUIL – ECUADOR

AÑO 2015

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por todas sus bendiciones. A mis padres por su gran amor, esfuerzo y apoyo incondicional que me brindan día a día y que han logrado que esto sea posible, por estar siempre a mi lado, por todos los valores que me han inculcado y enseñarme que con entrega y perseverancia todo es posible. A mi profesor Dr. Miguel Ángel Chávez por su valiosa ayuda y conocimientos que ha compartido conmigo. A mi novia Andreína Montoya, familiares, amigos, profesores y personas que de alguna u otra manera han aportado en mi crecimiento personal y profesional a lo largo de mi vida.

DEDICATORIA

A Dios y a mis padres.

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

Ing. Alby Aguilar, M. Sc.
PRESIDENTE

Dr. Miguel A. Chávez
DIRECTOR DE TESIS

Ing. Fabián Peñafiel, M. Sc.
VOCAL PINCIPAL

DECLARACIÓN EXPRESA

“La responsabilidad del contenido de esta Tesis de Grado, me corresponde exclusivamente; y el patrimonio intelectual de la misma a la Escuela Superior Politécnica del Litoral”.

Andrés Reynaldo Prieto Hojas

RESUMEN

La presente tesis se basa en describir detalladamente el análisis de los estudios y proceso de construcción de una cimentación, la cual soportará un tanque con capacidad de 12000 galones, que servirá para almacenar agua potable y presurizar el sistema contra incendios que estará ubicado en la Estación Tres Bocas.

Inicialmente se realizó un estudio geotécnico del terreno en el que se va a implantar la obra, el cual consistió en sondajes geofísicos por sísmica de refracción, perforaciones con registro estratigráficos y toma de muestras, las cuales fueron ensayadas en el laboratorio, para la obtención de los parámetros geomecánicos.

Luego del análisis geotécnico correspondiente se llegó a plantear el pilotaje como solución de cimentación. Se decidió diseñar y construir pilotes de hormigón armado hincados. Además como parte de la solución se incluyó una losa de hormigón armado, ligada a los pilotes, sobre la cual se construyó la estructura del tanque, para almacenar 12000 galones de agua.

Como parte final del trabajo se efectuó un análisis de presupuesto, mediante el análisis de costos unitarios. Se incluyó también el cronograma, para la construcción de los diferentes rubros de la obra.

ÍNDICE GENERAL

AGRADECIMIENTO	II
DEDICATORIA	III
TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN	IV
DECLARACIÓN EXPRESA	V
RESUMEN	VI
ÍNDICE GENERAL	VII
ÍNDICE DE FIGURAS	XI
ÍNDICE DE TABLAS	XIV
ABREVIATURAS	XVI
INTRODUCCIÓN	XVII
CAPÍTULO 1: GENERALIDADES	1
1.1. ANTECEDENTES	1
1.2. OBJETIVOS	2
1.2.1. OBJETIVO GENERAL	2
1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	2
1.3. ALCANCE	3
1.4. METODOLOGÍA	3
1.5. UBICACIÓN DEL PROYECTO	4
CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO	7
2.1. MECÁNICA DE SUELOS	7

2.1.1.	CLASIFICACIÓN DE SUELOS.....	7
2.1.2.	ENSAYOS.....	8
2.1.2.1.	ENSAYOS IN SITU	9
2.1.2.2.	SONDAJES GEOFÍSICOS.....	10
2.2.	CIMENTACIONES.....	12
2.2.1.	CONCEPTOS TEÓRICOS.....	12
2.2.2.	CLASIFICACIÓN DE LAS CIMENTACIONES PROFUNDAS .	13
2.2.3.	UTILIZACIÓN DE LOS PILOTES.....	15
2.2.4.	TIPOS DE PILOTES	17
2.2.4.1.	TRANSMISIÓN DE CARGAS AL TERRENO	21
2.2.4.2.	CAPACIDAD DE CARGA DE UN PILOTE AISLADO	23
2.2.4.3.	CAPACIDAD DE: CARGA DE GRUPO DE PILOTES.....	26
CAPÍTULO 3: INVESTIGACIONES DE CAMPO		29
3.1.	LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO	29
3.2.	ESTUDIO GEOMECÁNICO: PERFORACIONES	30
3.3.	ESTUDIO GEOFÍSICO: REMI.....	34
3.4.	CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	36
CAPÍTULO 4: ENSAYOS Y PRUEBAS DE LABORATORIO.....		41
4.1.	HORMIGÓN.....	41
4.1.1.	ELECCIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	44
4.1.2.	RESISTENCIAS A LA COMPRESIÓN OBTENIDAS	46
4.2.	ESTUDIO DEL ÁREA.....	48

4.2.1.	PROSPECCIÓN DE CAMPO Y MUESTREO	49
4.2.2.	ENSAYOS DE LABORATORIO	50
4.2.3.	DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS	64
CAPÍTULO 5: ELABORACIÓN DE DISEÑOS E IMPLEMENTACIÓN		71
5.1.	INTRODUCCIÓN.....	71
5.2.	DESCRIPCIÓN.....	71
5.3.	IMPACTO AMBIENTAL	72
5.4.	MATERIALES Y EQUIPOS DE CONSTRUCCIÓN.....	75
5.5.	DISEÑO	78
5.5.1.	METODOLOGÍA DESARROLLADA PARA CÁLCULO DE PILOTES.....	78
5.5.2.	ASPECTOS DE MODELACIÓN	87
5.5.3.	CARGAS DE DISEÑO	91
5.5.4.	COMBINACIONES DE CARGA	97
5.5.5.	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PILOTE Y LOSA	98
5.6.	CONSTRUCCIÓN	103
5.6.1.	FLUJOGRAMA DEL PROCESO CONSTRUCTIVO	103
5.6.2.	ACTIVIDAD 1: INSTALACIONES PROVISIONALES DE OBRA.	104
5.6.3.	ACTIVIDAD 2: FABRICACIÓN DE PILOTES	105
5.6.4.	ACTIVIDAD 3: TRASLADO DE PILOTES	106
5.6.5.	ACTIVIDAD 4: REPLANTEO	107

5.6.6.	ACTIVIDAD 5: EXCAVACIÓN.....	108
5.6.7.	ACTIVIDAD 6: HINCADO Y DESCABEZADO DE PILOTES.	108
5.6.8.	ACTIVIDAD 7: RELLENO	116
5.6.9.	ACTIVIDAD 8: FUNDICIÓN DE REPLANTILLO.....	116
5.6.10.	ACTIVIDAD 9: FIGURADO DE HIERRO Y ENCOFRADO	117
5.6.11.	ACTIVIDAD 10: FUNDICIÓN Y CURADO DE LOSA.....	120
	CAPÍTULO 6: RECURSO HUMANO Y PRESUPUESTO	125
6.1.	TALENTO HUMANO.....	125
6.2.	PRESUPUESTO DE OBRA	128
6.3.	CRONOGRAMA	140
	CONCLUSIONES	141
	RECOMENDACIONES.....	143
	ANEXOS	
	BIBLIOGRAFÍA	

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Foto de la Terminal de Productos Limpios Tres Bocas.....	5
Figura 1.2. Foto de la Terminal de Productos Limpios Tres Bocas.....	6
Figura 2.1. Diagrama de ensayo SPT.....	10
Figura 2.2. Geófono.....	11
Figura 2.3. Sismógrafo tendido en el terreno.....	12
Figura 2.4. Muros Pantalla.....	13
Figura 2.5. Pilas.....	14
Figura 2.6. Pilotes.....	15
Figura 2.7. Condiciones para el uso de cimentaciones con pilotes.....	17
Figura 2.8. Grupo de pilotes.....	28
Figura 3.1. Imagen del plano topográfico realizado en la Estación Tres Bocas.....	30
Figura 3.2. Equipos de perforación.....	33
Figura 3.3. Sismógrafo Geometrix ES-3000 con 24 geófonos.....	35
Figura 3.4. Variación de la velocidad de onda cortante con respecto a la profundidad.....	36
Figura 3.5. Perfil geotécnico, mostrando las diferentes capas de suelo.....	40
Figura 4.1. SPT N_{60}	50
Figura 4.2. Contenido de humedad.....	52
Figura 4.3. Índice Plástico.....	54
Figura 4.4. Granulometría Pasante #200.....	55

Figura 4.5. Esfuerzo cortante no drenado.....	57
Figura 4.6. Correlación existente de ϕ , de acuerdo a $N_{1'60}$	58
Figura 4.7. Correlación de CR en función de la humedad.	59
Figura 4.8. CR.....	60
Figura 4.9. Correlación de RR en función de la humedad.	61
Figura 4.10. RR.....	62
Figura 4.11. OCR.....	63
Figura 5.1. Martillo utilizado para hincar los pilotes de la cimentación del tanque de 12000 galones.	76
Figura 5.2. Grúa móvil utilizada para izar los pilotes y el martillo.....	77
Figura 5.3. Capacidad de carga axial.....	82
Figura 5.4. Diagrama de Cortante para el pilote de hormigón.	84
Figura 5.5. Diagrama de Momento para el pilote de hormigón.	85
Figura 5.6. Diagrama de Deflexión para el pilote de hormigón.	86
Figura 5.7. Espectro elástico de aceleración.	87
Figura 5.8. Espectro sísmico elástico.....	90
Figura 5.9. Espectros de respuesta elástica.	91
Figura 5.10. Tanque de almacenamiento de agua potable con capacidad de 12000 galones.	92
Figura 5.11. Diseño estructural del pilote.....	100
Figura 5.12. Diseño estructural de la losa.....	102
Figura 5.13. Flujograma del proceso constructivo.....	103
Figura 5.14. Instalaciones provisionales de obra.	104

Figura 5.15. Pilotes prefabricados por la empresa Ditelme.....	106
Figura 5.16. Plataforma de traslado de pilotes.....	107
Figura 5.17. Colocación de la camisa recuperable.	109
Figura 5.18. Fiscalizador en el proceso de colocación de la camisa recuperable.....	110
Figura 5.19. Perforación del agujero del pilote.....	111
Figura 5.20. Izado del pilote.....	112
Figura 5.21. Colocación del pilote.....	113
Figura 5.22. Yo en el proceso de hincado de los pilotes.....	114
Figura 5.23. Martillo a diésel para hincado de pilotes.	115
Figura 5.24. Figurado de hierro.....	117
Figura 5.25. Encofrado.....	119
Figura 5.26. Mixer de Holcim Ecuador S.A. vaciando el hormigón directamente.	120
Figura 5.27. Vibrado de las partículas de concreto durante el vaciado.....	121
Figura 5.28. Probetas de hormigón para pruebas de resistencia a la compresión.	122
Figura 5.29. Tanque de 12000 galones sobre la cimentación construida. .	123
Figura 6.1. Organigrama del grupo de talento humano involucrado en el proyecto.....	125
Figura 6.2. Cronograma.....	139

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla I. Ubicación de sondeo del Ensayo SPT.....	31
Tabla II. Ubicación del Ensayo REMI.	34
Tabla III. Especificaciones granulométricas del agregado grueso.....	42
Tabla IV. Especificaciones granulométricas del agregado fino.	43
Tabla V. Rotura de cilindros para la losa de cimentación.....	47
Tabla VI. Rotura de cilindros para los pilotes de la cimentación.....	48
Tabla VII (a - f). Clasificación del suelo donde se construirá la cimentación.	65, 66, 67, 68, 69, 70
Tabla VIII. Propiedades de los geomateriales modelados.....	80
Tabla IX. Capacidad de carga última y admisible de un pilote hincado, según la condición estática y sísmica.....	81
Tabla X. Criterio sismo de diseño.....	91
Tabla XI. Presupuesto referencial de obras civiles.....	128
Tabla XII. Análisis de precios unitarios del rubro 1.....	129
Tabla XIII. Análisis de precios unitarios del rubro 2.....	130
Tabla XIV. Análisis de precios unitarios del rubro 3.	131
Tabla XV. Análisis de precios unitarios del rubro 4.	132
Tabla XVI. Análisis de precios unitarios del rubro 5.	133
Tabla XVII. Análisis de precios unitarios del rubro 6.	134
Tabla XVIII. Análisis de precios unitarios del rubro 7.	135
Tabla XIX. Análisis de precios unitarios del rubro 8.	136

Tabla XX. Análisis de precios unitarios del rubro 9.	137
Tabla XXI. Análisis de precios unitarios del rubro 10.	138

ABREVIATURAS

GLP	Gas Licuado del Petróleo
Km	Kilómetro
CEC	Código Ecuatoriano de la Construcción
UTM	Sistema de Coordenadas Universal Transversal de Mercator
DWT	Tonelaje de peso muerto
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación del Suelo
ASTM	Sociedad Americana para Pruebas y Materiales
SPT	Ensayo de Penetración Estándar
REMI	Refracción de Microtremores
MN	Meganewton
ACI	Instituto de Concreto Americano
MTOP	Ministerio de Transporte y Obras Públicas
AISC	Instituto Americano de Construcción de Acero

INTRODUCCIÓN

La terminal de productos limpios Tres Bocas, situada al sur de la ciudad de Guayaquil, kilómetro 39 vía Perimetral, en la confluencia de los esteros Plano Seco, Mongón y Salado, es el más importante puerto donde se realiza la captación y transferencia de productos inflamables como GLP, Fuel Oil y productos limpios, a los diferentes puntos de abastecimiento y envasado tales como Terminal Pascuales, Fuel Oil y Salitral.

Las instalaciones de la Estación Tres Bocas comenzaron sus operaciones de importación de combustible en 1981, para suministrar la gran mayoría de los productos limpios, derivados del petróleo, que el país requiere. Se inició con el poliducto de 20.6 km. de longitud y 12 pulgadas de diámetro, entre ésta estación y la Terminal Pascuales, luego en el año 1989 expandió sus operaciones con el poliducto Fuel Oil de 5.4 km. de longitud y 14 pulgadas de diámetro, y por último en el año 1990 con el poliducto Salitral de 5.5 km. de longitud y 8 pulgadas de diámetro.

Debido a la sensibilidad y el nivel de riesgo de los productos que son manipulados en la terminal, es necesaria la implementación de un sistema contra incendio, con el que no cuenta la Estación, en caso que pueda producirse uno en cualquiera de sus áreas.

Esta tesis se enfoca en el análisis y construcción de la cimentación del tanque de una capacidad de 12000 galones en la Terminal de Productos Limpios de la Estación Tres Bocas, agua almacenada destinada al control de incendios de la terminal.

El presente trabajo constituye una contribución para la ejecución del proyecto tanto en el estudio y diseño como en el proceso constructivo. El propietario del proyecto es la empresa EP Petroecuador, la empresa contratada por dicho organismo se denomina Amaenergy S.A., en la cual el autor laboraba como supervisor de obras civiles del proyecto.

El trabajo del autor de la presente tesis consistió en la formulación de los estudios y diseños, los cuales fueron contratados para realizar los trabajos de campo, es decir: prospección geofísica y perforaciones, en estas últimas se tomaron muestras que posteriormente fueron ensayadas en laboratorios geotécnicos. El levantamiento topográfico fue realizado por el suscrito.

Consecuentemente la labor del suscrito consistió en el procesamiento de la información obtenida, el diseño de las cimentaciones profundas y la participación de las especificaciones técnicas para la construcción, esto último en lo que corresponde a la obra de cimentación. El autor de la presente tesis también elaboró el presupuesto para la construcción de toda la obra de cimentación y la losa de cimentación del tanque.

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

1.1. ANTECEDENTES

La terminal marítima Tres Bocas, situada al sur de la ciudad de Guayaquil, es la más importante debido a que se encarga de proporcionar productos derivados del petróleo a los diferentes puntos de abastecimiento y envasado tales como Terminal Pascuales, Fuel Oil y Salitral.

Actualmente la Estación no cuenta con un sistema contra incendios, que permita la extinción en caso de que se presente uno en cualquiera de sus áreas, debido a esto, se origina la necesidad de implementarlo, y parte de este proceso, es la construcción de cimentaciones que soportarán tanques de agua potable que sirvan como reservorios y mantengan presurizada el agua.

El proyecto fue realizado como un trabajo profesional para la Empresa Pública PetroEcuador, por parte de la Empresa Amaenergy S.A., en la cual yo laboré formando parte del grupo de construcción del mismo. Esta tesis se enfoca en describir detalladamente el proceso de análisis e implementación de la estructura necesaria para soportar un tanque de 12000 galones, el cual debe estar sobre una cimentación profunda, debidamente diseñada, que garantice su soporte, estabilidad y buen funcionamiento en todo momento.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. OBJETIVO GENERAL

Analizar el diseño e implementar la cimentación para un tanque metálico cerrado de 12000 galones, utilizado como reservorio de agua cruda, que es parte del sistema de protección contra incendios.

1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar el estudio geotécnico respectivo para obtener información que permita elaborar el diseño estructural de la cimentación.
- Construir una cimentación con estándares de calidad, considerando el diseño obtenido de los análisis previos realizados

y las especificaciones técnicas indicadas por la empresa solicitante.

- Considerar los estándares de seguridad industrial y manejo ambiental que rigen los proyectos desarrollados dentro de la Estación Tres Bocas.
- Seleccionar la mejor opción desde los puntos de vista técnico y económico, en base a los análisis y presupuesto de obra realizados.

1.3. ALCANCE

El proyecto abarcará desde el análisis y diseño hasta la implementación de la cimentación para el reservorio ya mencionado.

1.4. METODOLOGÍA

El presente proyecto abarca las fases de análisis, diseño y construcción, las cuales se encuentran relacionadas entre sí, aportando información importante que permite la construcción de la obra.

En la fase de análisis se realizará una exploración geotécnica con ensayos físicos y ensayos mecánicos, para elaborar una

caracterización del suelo que permita estimar parámetros para el diseño de la cimentación.

Utilizando los parámetros obtenidos en la fase anterior, se desarrollará en la fase de diseño un nuevo análisis, diseño y cálculo estructural de la cimentación a implementar, bajo las recomendaciones del Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC) para estructuras de hormigón armado, seleccionando el diseño óptimo.

Mediante el análisis efectuado se confirman las ventajas de construir los pilotes diseñados y también se verifica la seguridad que tiene la cimentación en un terreno de difíciles condiciones geotécnicas, ya que es un área de manglar de suelos muy blandos, sometidos a la incidencia de mareas.

1.5. UBICACIÓN DEL PROYECTO

El proyecto se llevará a cabo en las instalaciones de la Estación Tres Bocas, mostrada en la figura 1.1, ubicada en el sur de la ciudad de Guayaquil, kilómetro 39 vía Perimetral, confluencia de los esteros Plano Seco, Mongón y Salado.



Figura 1.1. Foto de la Terminal de Productos Limpios Tres Bocas.

Fuente: Google Earth

Las coordenadas UTM de la ubicación de la Estación Tres Bocas, según la carta náutica I.O.A. 107 son:

Latitud: 02° 13' 29.4" SUR

Longitud: 79° 57' 22.8" OESTE

La marea en la terminal Tres Bocas es de tipo semidiurna, donde se registran dos pleamares y dos bajamares cada 24 horas, las mareas más pronunciadas se registran en los meses de Diciembre a Abril, manteniéndose una amplitud de 4 meses.

El proyecto se desarrollará específicamente en el Área de Productos Limpios de la Estación Tres Bocas que se observa en la figura 1.2, en la cual operan los buques tanques de hasta 15000 toneladas de

peso muerto (D.W.T.), donde se desembarcan productos limpios, generalmente diésel y gasolina.



Figura 1.2. Foto de la Terminal de Productos Limpios Tres Bocas.

Fuente: Portal EP Petroecuador

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1. MECÁNICA DE SUELOS

En todo proyecto de ingeniería que construyen planicies se necesita aplicar la Mecánica de Suelos, ya que proporciona los parámetros fundamentales para el diseño y construcción de todo tipo de cimentación.

2.1.1. CLASIFICACIÓN DE SUELOS

Una adecuada y rigurosa clasificación del suelo, permite ver su comportamiento mecánico. El método del sistema unificado de clasificación del suelo (SUCS) nos da una información de las características del suelo.

Para clasificar el suelo se requieren normalmente los siguientes parámetros: contenido de humedad, análisis granulométrico, líquido plástico y el índice de plasticidad, normados por Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (ASTM).

El método SUCS presenta diversas nomenclaturas, para suelos granulares, las siglas son G (grava), S (arena), W (bien graduada) y P (mal graduada). Para suelos finos la nomenclatura es M (limo), C (arcilla), H (alta compresibilidad, que es el caso de la presente investigación) y L (baja compresibilidad). Y para los suelos orgánicos la sigla es Pt (turba) (1).

2.1.2. ENSAYOS

Aplicando los procedimientos propios de los estudios geotécnicos, es posible efectuar tantos ensayos in situ, aprovechando las perforaciones mecánicas, que también permiten efectuar muestreo de las capas de suelo de interés, para ser sometidas a ensayos de laboratorio (2).

El principal objetivo de los ensayos es conocer el comportamiento de los suelos.

2.1.2.1. ENSAYOS IN SITU

El ensayo SPT, el cual se describe detalladamente a continuación, ya que es el ensayo in situ realizado.

Descripción del Ensayo SPT.- El ensayo Standard Penetration Test (SPT) se basa en dejar caer un martillo de 140 lbs. sobre las barras de perforación, desde una altura de 30 pulgadas hasta lograr la penetración de un tubo de muestra de 18 pulgadas dentro del suelo, tal como se muestra en la figura 2.1. El número de golpes requerido para penetrar cada 6 pulgadas es anotado y sumado junto con el número de golpes necesarios para penetrar el último pie, dando como resultado el valor N.

Una ventaja del ensayo SPT es que se pueden recolectar muestras para una mejor clasificación y prueba de laboratorio. Otra ventaja de este simple y económico ensayo es la importante investigación que se ha realizado para correlacionar empíricamente los valores N del SPT con parámetros de diseño geotécnico, tales como la densidad del suelo, consistencia, ángulos de fricción, módulo de Young, solución de cimentaciones superficiales y profundas en arena, etc., obteniendo valores de capacidad y para proporcionar un índice de resistencia del suelo (3).

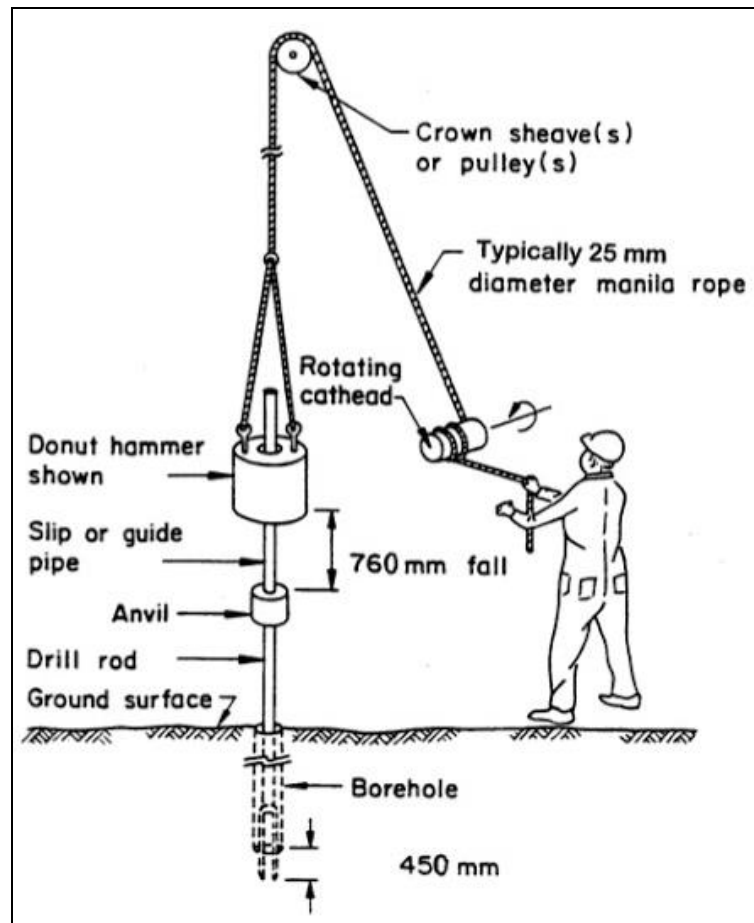


Figura 2.1. Diagrama de ensayo SPT.

Fuente: Blog IMBY “Geotechnical Investigations and Subsurface South Slope Exploration”.

2.1.2.2. SONDAJES GEOFÍSICOS

Los sondajes geofísicos permiten determinar las características de cada capa de suelo. En la presente investigación se efectuaron sondajes mediante el método de sismica de refracción. Como parte de los estudios geofísicos, se aplicó el método REMI, que se describe a continuación:

El ensayo REMI, por su nombre en inglés Refraction Microtremors, es un método geofísico de análisis de microtremores, que se basa en el estudio de inversión de la curva de dispersión de las ondas Rayleigh, obtenida a partir de registros de ruido ambiental o microtremores. Dichos registros son grabados en campo, utilizando un equipo de sismografía estándar de refracción sísmica que utiliza geófonos, tal como se muestra en las figuras 2.2 y 2.3, y el producto final del método es un perfil unidimensional de las velocidades de onda cortante para el área en estudio (4).



Figura 2.2. Geófono.

Fuente: Portal Geodatos.



Figura 2.3. Sismógrafo tendido en el terreno.

Fuente: Portal Geodatos.

2.2. CIMENTACIONES

2.2.1. CONCEPTOS TEÓRICOS

La cimentación es una parte de la estructura que permite transmitir y distribuir uniformemente cargas hacia el terreno, ya que el suelo no contiene suficiente resistencia para soportarlas.

El análisis de las características geotécnicas del suelo y de la carga que soportará la estructura, permite seleccionar el tipo de cimentación que se debe implementar, ya sea superficial o profunda.

Las cimentaciones superficiales son aquellas que se implementan a una profundidad alrededor de 0.5 m. a 4 m., lo que las diferencia de

las cimentaciones profundas que se localizan en una profundidad mayor de 5 m. donde se encuentra la capa de suelo (5).

En el caso en estudio se seleccionó una cimentación profunda, debido a la muy baja calidad geotécnica de las capas de suelo superficiales y subsuperficiales.

2.2.2. CLASIFICACIÓN DE LAS CIMENTACIONES PROFUNDAS

Los principales tipos de cimentaciones profundas son:

- **Muros Pantalla**

Son muros verticales profundos que soportan las presiones del terreno, por lo que es necesario anclar el muro a dicho terreno, como se observa en la figura 2.4.



Figura 2.4. Muros Pantalla.

Fuente: Portal Construmática.

- **Pilas**

La pila es un miembro estructural subterráneo que sirve para transmitir las cargas al suelo, puede tener forma rectangular o cilíndrica, como se muestra en la figura 2.5. Se diferencia de un pilote por el tamaño de su sección transversal, ya que en las pilas cilíndricas el diámetro tiene mínimo 60 cm. y puede llegar a tener hasta 3m (6).



Figura 2.5. Pilas.

Fuente: Portal Obras Especializadas del Pacífico.

- **Pilotes**

Los pilotes son elementos estructurales de gran longitud comparada con su sección transversal, como se muestran en la figura 2.6, enterrados consiguen una cierta capacidad de carga,

gracias a su resistencia por rozamiento y su apoyo en punta, pueden ser cilíndricos, cuadrados o hexagonales (7).

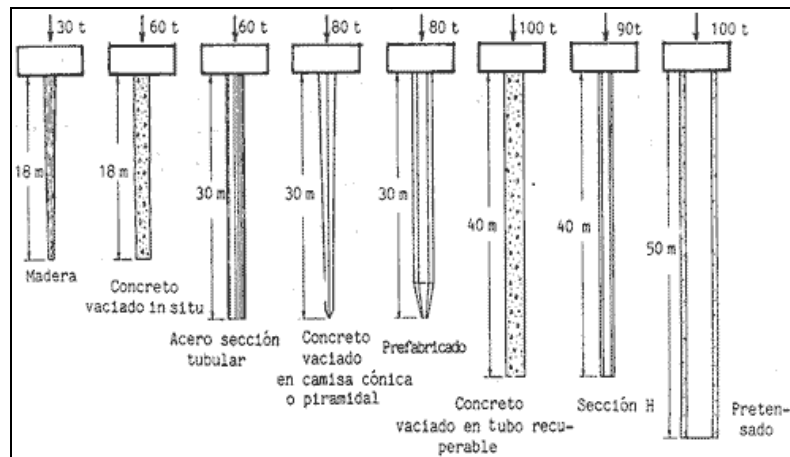


Figura 2.6. Pilotes.

Fuente: Portal Constructor Civil.

2.2.3. UTILIZACIÓN DE LOS PILOTES

Los pilotes son elementos estructurales con los que se construyen cimentaciones profundas. Estas soluciones de cimentación son las más costosas.

Los casos en los cuales se utilizan pilotes son los siguientes:

1. Cuando los estratos superiores del suelo son altamente compresibles y demasiado débiles para soportar la carga transmitida por la súper estructura.

2. Cuando están sometidas a fuerzas horizontales, las cimentaciones con pilotes resisten por flexión mientras soportan aún la carga vertical transmitida.
3. Cuando existen suelos expansivos estos se hinchan y se contraen conforme el contenido de agua crece y decrece y su presión de agua puede ser considerable.
4. Cuando están sometida por fuerzas de levantamiento ya que se requiere construir debajo del nivel freático tales como losas de sótanos, plataformas fuera de la costa, etc.
5. Cuando se requiere evitar la posible pérdida de capacidad de carga de una cimentación superficial que sufrirá por erosión del suelo en la superficie del terreno, como se indica en la figura 2.7.

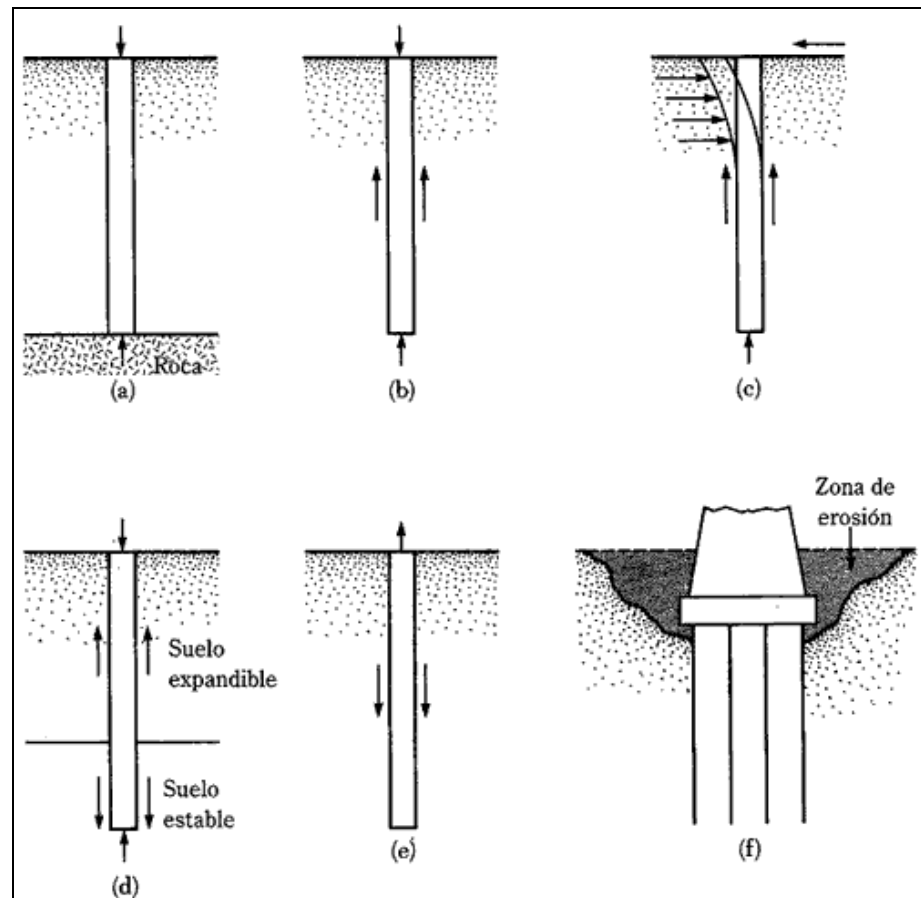


Figura 2.7. Condiciones para el uso de cimentaciones con pilotes.

Fuente: Libro "Ingeniería de Cimentaciones".

2.2.4. TIPOS DE PILOTES

- **Pilotes de Acero.**- Son a base de tubos o perfiles de sección tipo H o I laminados, generalmente se prefieren los perfiles H debido a que los espesores de sus almas y alas son iguales. Por medio de la siguiente ecuación se puede calcular la capacidad admisible estructural para pilotes de acero:

$$Q_{adm} = A_s f_s$$

Donde A_s = área de la sección transversal del acero y

f_s = esfuerzo admisible del acero (≈ 0.33 a $0.5 f_y$).

Las ventajas del uso de pilotes de acero son:

- a) Fáciles de manejar con respecto a cortes y extensiones a la longitud deseada. Cuando es necesario, los pilotes se empalman por medio de soldadura o remaches.
- b) Pueden resistir altos esfuerzos de hincados.
- c) Pueden penetrar en estratos duros, tales como grava densa y roca blanda.
- d) Alta capacidad de carga.

Las desventajas son:

- a) Relativamente costosos.
- b) Alto nivel de ruido durante el hincado.
- c) Sujetos a corrosión.

d) Los pilotes a base de perfiles H pueden dañarse o desviarse de la vertical durante el hincado al atravesar estratos duros.

- **Pilotes de Concreto.-** Se dividen en dos categorías: los pilotes prefabricados y los pilotes fundidos in situ.

Los pilotes prefabricados se preparan usando un refuerzo ordinario, su sección transversal puede ser cuadrada u octagonal, son fundidos a la longitud deseada y curados antes de ser transportados a los sitios de trabajo.

Ventajas:

- a) Pueden ser sometidos a un hincado de alto impacto.
- b) Son resistentes a la corrosión.
- c) Pueden combinarse fácilmente con una estructura de concreto.

Desventajas:

- a) Dificiles de ser cortados a la medida precisa,
- b) Dificiles de transportar.

Los pilotes prefabricados también pueden ser preesforzados, usando cables de preesfuerzo y acero de alta resistencia. Durante la fundición de estos pilotes, los cables se pretensan entre aproximadamente 900 a 1300 MN/m². Después del curado, los cables se recortan produciéndose así una fuerza de compresión en el pilote.

Los pilotes fundidos in situ se construyen perforando un agujero en el terreno, el cual se llena de concreto. Se dividen en dos tipos: ademados y no ademados.

Un pilote con ademe se funde dentro de un molde de lámina fina que permanecerá en el terreno, al contrario de los pilotes no ademados, que son más económicos, ya que primero se hinca un tubo a la profundidad del estrato deseado, utilizado como envase, donde luego se vierte hormigón, retirando el tubo gradualmente.

- **Pilotes de Madera.-** Son troncos de árboles minuciosamente seleccionados, deben ser rectos, sanos y sin ningún defecto. El Manual de Práctica, no. 17 (1959) de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, los divide en tres clases:
 - Pilotes clase A que soportan cargas pesadas. El fuste del pilote debe ser mínimo 356 mm. de diámetro.

- Pilotes clase B que soportan cargas medias. El fuste del pilote debe ser mínimo entre 305 y 330 mm. de diámetro.
- Pilotes clase C que se usan en trabajos provisionales de construcción. El fuste del pilote debe ser mínimo 305 mm. de diámetro.

2.2.4.1. TRANSMISIÓN DE CARGAS AL TERRENO

Según la transmisión de carga al terreno, los pilotes se clasifican, como se señala a continuación:

- **Pilotes de Punta.-** Si en los registros de perforación existe presencia de material rocoso a una profundidad razonable, los pilotes se construirán a la longitud que se encuentre la superficie de la roca, en este caso, la capacidad de carga es transmitida al estrato localizado en la punta, por lo cual se denominan pilotes de punta.

La carga última de un pilote de punta se expresa como:

$$Q_u = Q_p$$

Donde Q_p = carga transferida por la punta del pilote.

- **Pilotes de Fricción.-** Si en los registros de perforación no existe la presencia de un estrato de roca o material duro, los pilotes se hincarán en el material más blando a profundidades específicas, estos pilotes se denominan de fricción porque la mayor parte de la resistencia se deriva por la fricción superficial desarrollada en los lados del pilote.

La carga última de un pilote de fricción se obtiene mediante la ecuación:

$$Q_u \approx Q_s$$

Donde Q_s = carga transferida por la fricción desarrollada en los lados del pilote.

- **Pilotes Mixtos (de Punta y de Fricción).-** Si en los registros de perforación existe la presencia de un suelo bastante compacto y duro, los pilotes se hincarán a unos cuantos metros del estrato duro, y los esfuerzos serán distribuidos tanto en la punta del pilote como en la fricción superficial.

La carga última de un pilote mixto se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Donde Q_p = carga transferida por la punta del pilote,

Q_s = carga transferida por la fricción desarrollada en los lados del pilote.

2.2.4.2. CAPACIDAD DE CARGA DE UN PILOTE AISLADO

La máxima carga que puede soportar un pilote, conocida también como carga última, está dada por la ecuación:

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Donde Q_p = carga transferida por la punta del pilote,

Q_s = carga transferida por la fricción desarrollada en los lados del pilote.

Existen diversos métodos que se pueden utilizar para la determinación de estos valores (Q_p y Q_s), entre los más conocidos tenemos:

- **Método de Meyerhof para estimar Q_p .**- La capacidad de carga de punta de un pilote en arena, generalmente aumenta con la profundidad de empotramiento en el estrato y se puede calcular por medio de la siguiente ecuación:

$$Q_p = A_p q_p = A_p q' N_q^*$$

Donde A_p = área de la punta del pilote,

q_p = resistencia unitaria de la punta,

q' = esfuerzo vertical efectivo al nivel de la punta del pilote,

N_q^* = factor de capacidad de carga.

- **Método de Vesic para estimar Q_p .**- Vesic propuso un método para estimar la capacidad de carga de punta de un pilote, basado en la teoría de expansión de cavidades. De acuerdo a esta teoría, según los parámetros de esfuerzo efectivo tenemos:

$$Q_p = A_p q_p = A_p \bar{\sigma}_o N_\sigma^*$$

Donde A_p = área de la punta del pilote,

q_p = resistencia unitaria de la punta,

$\bar{\sigma}_o$ = esfuerzo (efectivo) normal medio al nivel de la punta del pilote

$$= \left(\frac{1 + 2K_o}{3} \right) q'$$

K_o = coeficiente de presión de tierra en reposo,

N_q^* = factor de capacidad de carga.

- **Método de Coyle y Castello para estimar Q_p .**- Coyle y Castello (1981) realizaron 24 pruebas de carga a gran escala de pilotes hincados en arena, obteniendo la siguiente ecuación:

$$Q_p = q' N_q^* A_p$$

Donde A_p = área de la punta del pilote,

q' = esfuerzo vertical efectivo al nivel de la punta del pilote,

N_q^* = factor de capacidad de carga.

- **Resistencia por fricción superficial (Q_s).**- Existen algunos métodos para obtener la resistencia unitaria por fricción de pilotes, el más conocido es el método λ .

Método λ .- Esta teoría fue desarrollada por Vijayvergiya & Focht (1972), se basa en que el desplazamiento del suelo causado por el hincado del pilote, conduce a una resistencia lateral. Se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$Q_s = \lambda (\bar{\sigma}_o + 2c_u)$$

Donde λ = coeficiente en función de la penetración del pilote,

$\bar{\sigma}_o$ = esfuerzo (efectivo) normal medio al nivel de la punta del pilote.

$$= \left(\frac{1 + 2K_o}{3} \right) q'$$

K_o = coeficiente de presión de tierra en reposo,

c_u = Resistencia al esfuerzo cortante no drenada ($\phi = 0$).

2.2.4.3. CAPACIDAD DE CARGA DE GRUPO DE PILOTES

Generalmente, en cimentaciones profundas con pilotes, éstos trabajan en grupo, a lo que se denomina grupo de pilotes, mostrado en la figura 2.8, sobre el cual se construye una zapata cabezal, que bien puede estar en contacto con el terreno o arriba del mismo, como en los casos de una construcción en el agua.

Cuando los pilotes se hincan uno cerca del otro, los esfuerzos transmitidos se traslaparán, reduciendo la capacidad de carga de los pilotes, lo más óptimo es que el espacio entre los pilotes no permita que la capacidad de carga del grupo, sea menor que la suma de capacidad de carga individual de un pilote. En la práctica, este espaciamiento, d , mínimo de centro a centro es de $2.5D$ y en otras situaciones de 3 a $3.5D$, siendo D la sección transversal de un pilote.

La eficiencia de capacidad de carga de un grupo de pilotes se define como

$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\sum Q_u}$$

Donde η = eficiencia del grupo,

$Q_{g(u)}$ = capacidad última de carga del grupo de pilotes,

Q_u = capacidad última de carga de un pilotes.

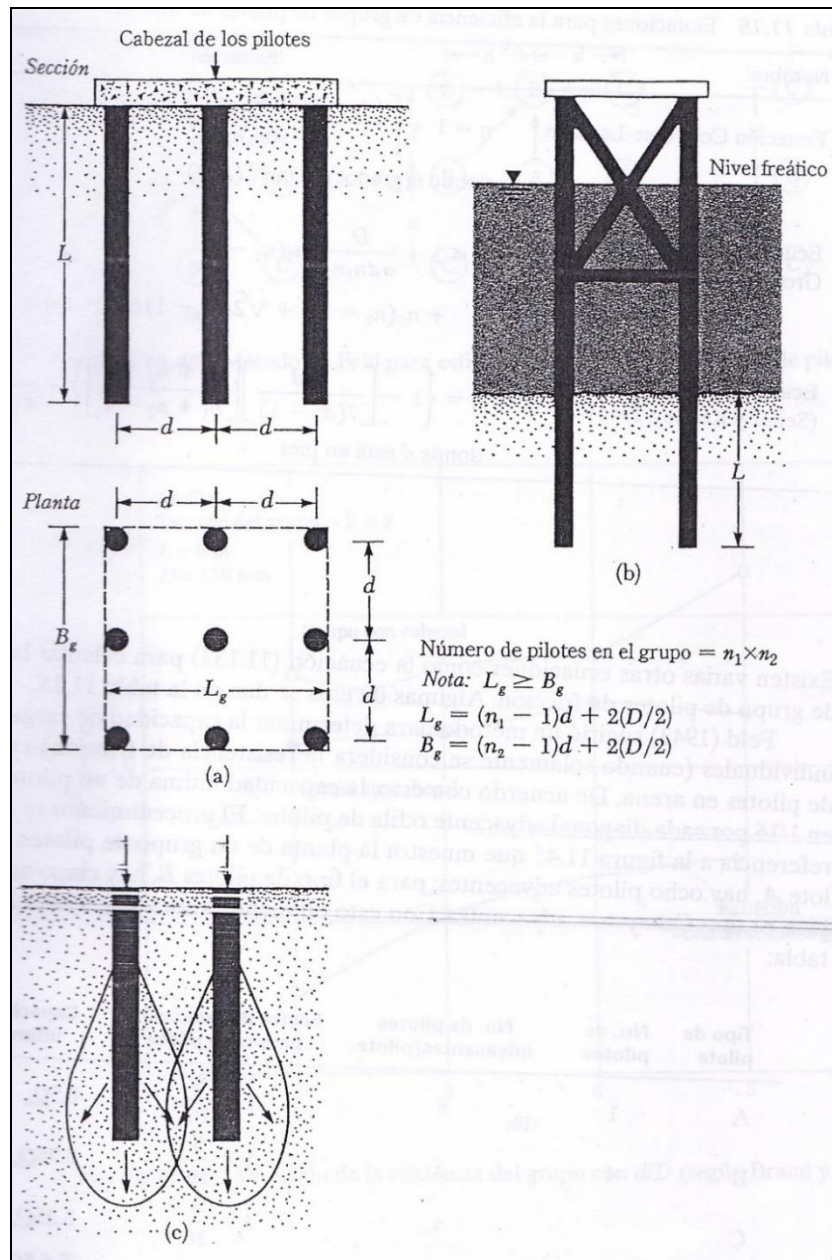


Figura 2.8. Grupo de pilotes.

Fuente: Libro *Principio de Ingeniería de Cimentaciones*, Braja M. Das.

CAPÍTULO 3

INVESTIGACIONES DE CAMPO

3.1. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

El objetivo del levantamiento topográfico es disponer de una información detallada del terreno, como cálculos de área, distancias y direcciones, mediante el uso de instrumentos topográficos. Para la obtención de dichos datos se utilizó un equipo Trimble 5600 (estación total).

En el proyecto se hizo un levantamiento topográfico total de la Estación Tres Bocas, con el objetivo de que el plano sea integrado y lo más detallado posible. Este plano topográfico, donde se indica la ubicación del tanque de 12000 galones, se encuentra a gran escala 1:2500, el cual se presenta en la figura 3.1, adjunto ver anexo de planos (A).

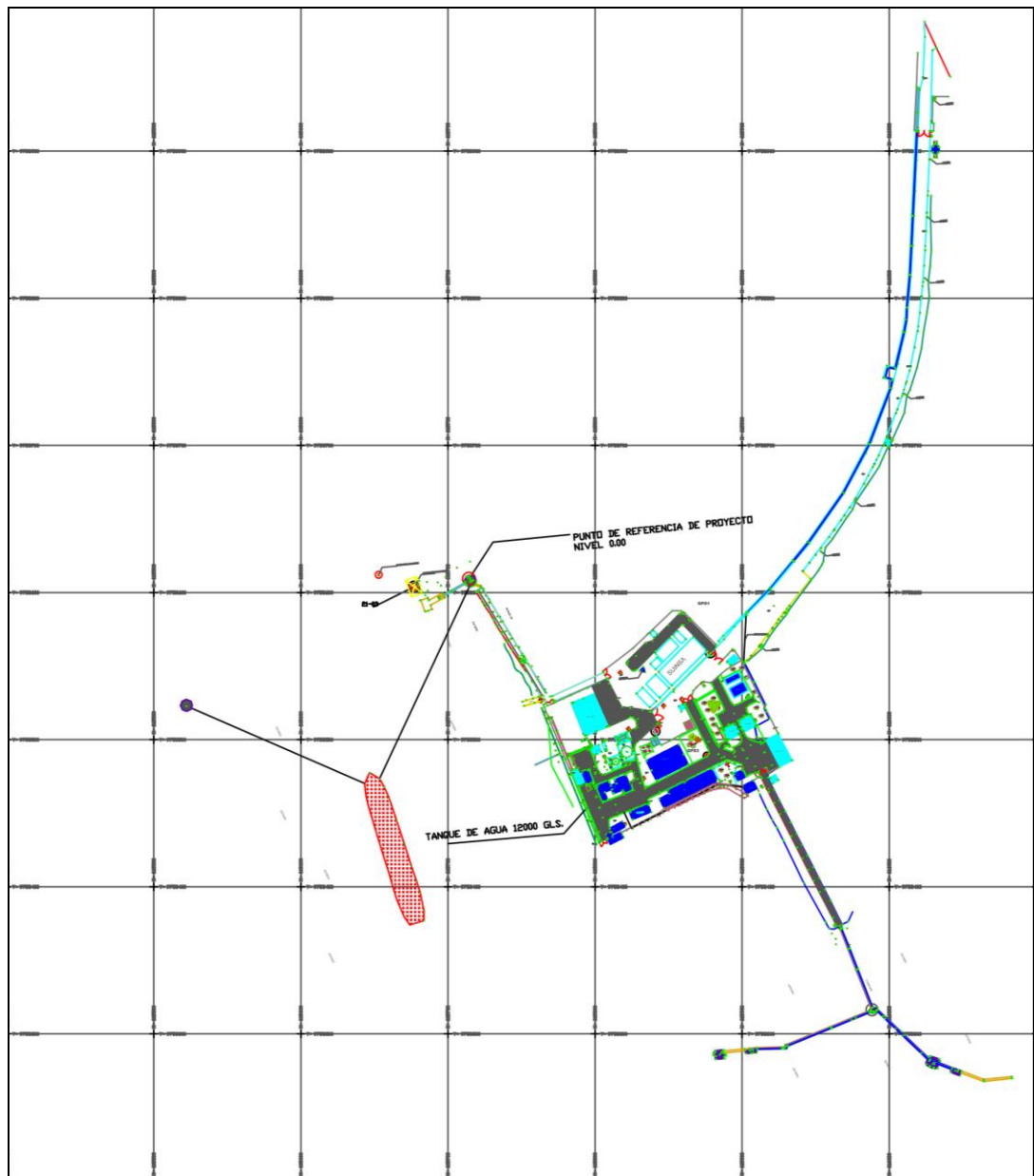


Figura 3.1. Imagen del plano topográfico realizado en la Estación Tres Bocas.

3.2. ESTUDIO GEOMECÁNICO: PERFORACIONES

Con el fin de obtener los parámetros geotécnicos para el diseño de la cimentación del tanque de 12000 galones en la Estación Tres Bocas, se efectuaron perforaciones a percusión, como se puede observar en

la figura 3.2, determinando al mismo tiempo el SPT o ensayo de penetración estándar, con la obtención de muestras inalteradas con tubo Shelby. La ubicación y profundidad de la perforación se describen en la tabla I.

Sondeo:	P1
Profundidad [m]:	31.35
Coordenada Norte:	615795
Coordenada Este:	9753452
Profundidad Nivel Freático:	1.5

Tabla I. Ubicación de sondeo del Ensayo SPT.

Esta perforación se realizó a nivel del terreno natural, mediante encamisado con tubería de revestimiento de 4 pulgadas, los primeros 6 metros, para evitar el derrumbe de la perforación en los estratos superficiales, las muestras fueron obtenidas así:

- Cuchara partida, para el ensayo de penetración estándar (SPT), de 2 pulgadas de diámetro exterior (DE), 1.375 de diámetro interior (DI). Se empleó un martillo tipo Safety, de 63.5 kg., 0.76 m de altura de caída y varillas AW. Los valores de N_{60} reportados ya consideran la afectación por la energía transmitida del martillo.

- Tubo de pared delgada o tubo Shelby de 3 pulgadas de diámetro y 1.6 mm de espesor.

Durante el ensayo se daba por finalizada la perforación cuando se presentaba uno de los siguientes tres casos:

- 1) Cuando se alcanzaba la profundidad proyectada para el sondeo.
- 2) En el caso de obtener 50 golpes en los primeros 15 cm de penetración de la cuchara partida.
- 3) Cuando se presentaban 100 golpes en los últimos 30 cm de penetración de la cuchara partida, conociéndose esto como rechazo.

Previo a esta perforación, el martillo de seguridad (Safety) fue calibrado mediante un sistema de varillas instrumentadas, el sistema incluía dos acelerómetros piezo resistente diametralmente opuesto, sobre un bloque de acero soldado a la barra y dos medidores de información, los cuales consistían en un puente tipo Wheastone de 350 Ohm pegado a una barra de 60 cm de longitud tipo AWJ, estos instrumentos fueron conectados en un analizador de señales, SPT AnalyzerTM, el cual es similar al analizador de pilotes, Pile Driving Analyzer (PDA) pero adaptado para medir la energía de pruebas

SPT. Los resultados de esta calibración obtenidos con el martillo Safety tuvieron una eficiencia de energía (ER) de 61% a 63% y una eficiencia de martillo (CE) de 1.02 a 1.04.

Las muestras de cada sondeo fueron obtenidas para caracterizar las condiciones del sondeo y consecuentemente realizar los ensayos de laboratorio. Luego de que el muestreador es retirado del sondeo, las muestras son observadas, registradas y selladas herméticamente para su posterior análisis de laboratorio (8).



Figura 3.2. Equipos de perforación.

3.3. ESTUDIO GEOFÍSICO: REMI

Se realizó el ensayo geofísico REMI, mediante el cual se efectúa dispersión de ondas superficiales de baja frecuencia de tipo Rayleigh, realizado a poca distancia de la perforación P1, con la finalidad de obtener más información y elaborar un perfil estratigráfico¹ más completo. En la tabla II se muestra la ubicación del tendido del ensayo REMI ejecutado, la abertura del tendido de geófonos y la profundidad de exploración alcanzada.

Sondeo:	REMI1
Profundidad [m]:	22
Coordenada Norte:	615842
Coordenada Este:	9753467
Abertura del Tendido [m]:	115

Tabla II. Ubicación del Ensayo REMI.

Se utilizó el equipo denominado sismógrafo Geometrix ES-3000 (ver figura 3.3), que puede realizar registros de 30 segundos de longitud con intervalo de muestreo del orden de 2 ms. Se utilizaron 24 geófonos en superficie, espaciados cada 5 metros, a una frecuencia natural variable de 4.5 Hz. y 15 Hz. Los geófonos se dispusieron sobre curvas de nivel del mismo valor para que no existan

¹ **Perfil estratigráfico:** descripción de las capas que conforman el terreno estudiado.

distorsiones; así se alcanzó una profundidad promedio de investigación de 22 m.



Figura 3.3. Sismógrafo Geotrix ES-3000 con 24 geófonos.

A continuación se muestra en la figura 3.4, la variación de la velocidad de onda cortante en relación a la profundidad y la clasificación de cada material (8).

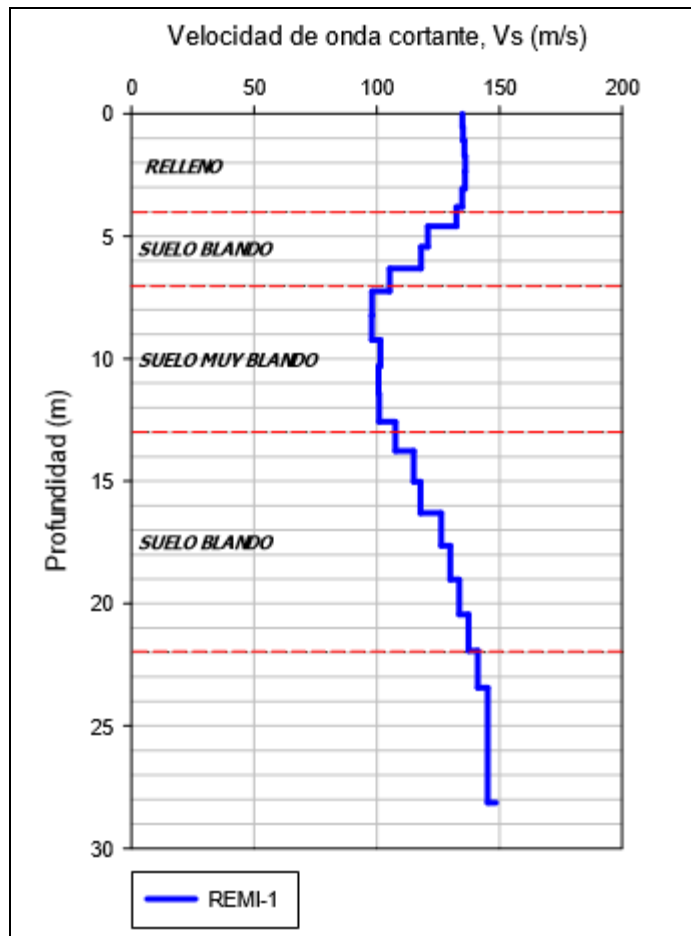


Figura 3.4. Variación de la velocidad de onda cortante con respecto a la profundidad.

3.4. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

En la perforación P1 se evidenció superficialmente una capa de hormigón hidráulico con 0.20 m. de espesor, bajo el cual se encontró un estrato de grava limosa (GM) de color amarillo oscuro a gris oscuro, el espesor registrado de este material varía entre 2.20 a 2.95 m. Este material no presenta plasticidad y el porcentaje máximo del material pasante en el tamiz #200 que se obtuvo fue de un 19%. Los

valores de N60 (número de golpes según el ensayo SPT, corregido por eficiencia del martillo) registrados en este relleno fueron de 25 a 7 golpes en la perforación P1. De acuerdo a los valores de N60, la compacidad de este material varía de densa a medianamente densa. Se interpreta este material como un relleno.

Por debajo del relleno descrito anteriormente, se registró la presencia de un potente estrato de arcilla gris de alta plasticidad (CH), cuyo espesor aproximado es de 13 m., la consistencia de este estrato de arcilla varía de muy blanda a blanda. Los valores del índice de plasticidad (IP) se encuentran entre 38% y 50% y los porcentajes de material pasante del tamiz #200 fluctúan entre 63% y 97%, adicionalmente los valores de humedad registrados para las distintas muestras de este estrato de arcilla se encuentran entre 56% y 98%. En este estrato arcilloso se registraron valores de N60, los mismos que fueron del orden de 2 a 4 golpes. Se considera que esta es una capa de los denominados suelos estuarinos².

Bajo la capa antes descrita, se tiene una capa de aproximadamente 2 m. de arena limosa de compacidad densa y color gris verdoso. Los valores de N60 reportados para este material son del orden de 30 a 41 golpes, el porcentaje de material pasante del tamiz #200 varía de

² **Suelos estuarinos:** suelos que han sido depositados por las mareas que han arrastrado partículas muy finas.

7% a 24%, presentando características no plásticas y humedades entre 41% a 43%.

Bajo la capa anterior, se tiene otra de arcilla gris verdosa (CH) de aproximadamente 9 m. de espesor, la consistencia de este material varía de firme a rígida de acuerdo a los valores de N60 registrados, los mismos que se encuentran entre 7 y 21 golpes. El índice de plasticidad reportado es de 17% a 51% y las humedades entre 37% y 92%.

Finalmente, bajo la capa de arcilla antes mencionada, se tiene una capa de aproximadamente 4.5 m. de arena limosa (SM) de color gris verdoso y compacidad densa a muy densa, con valores de N60 del orden de 13 a más de 50 golpes (rechazo), es la capa más resistente. Este estrato presenta características no plásticas y su porcentaje de material pasante del tamiz #200 varía de 16% a 21%. Las humedades registradas para este material se encuentran entre 24% a 36%.

La profundidad a la que se registró el nivel freático fue de 1.5 m. por debajo del nivel de terreno natural.

En la siguiente figura (3.5) se muestra el perfil geotécnico obtenido de la interpretación de la perforación (ensayo SPT) y del estudio geofísico con el método REMI.

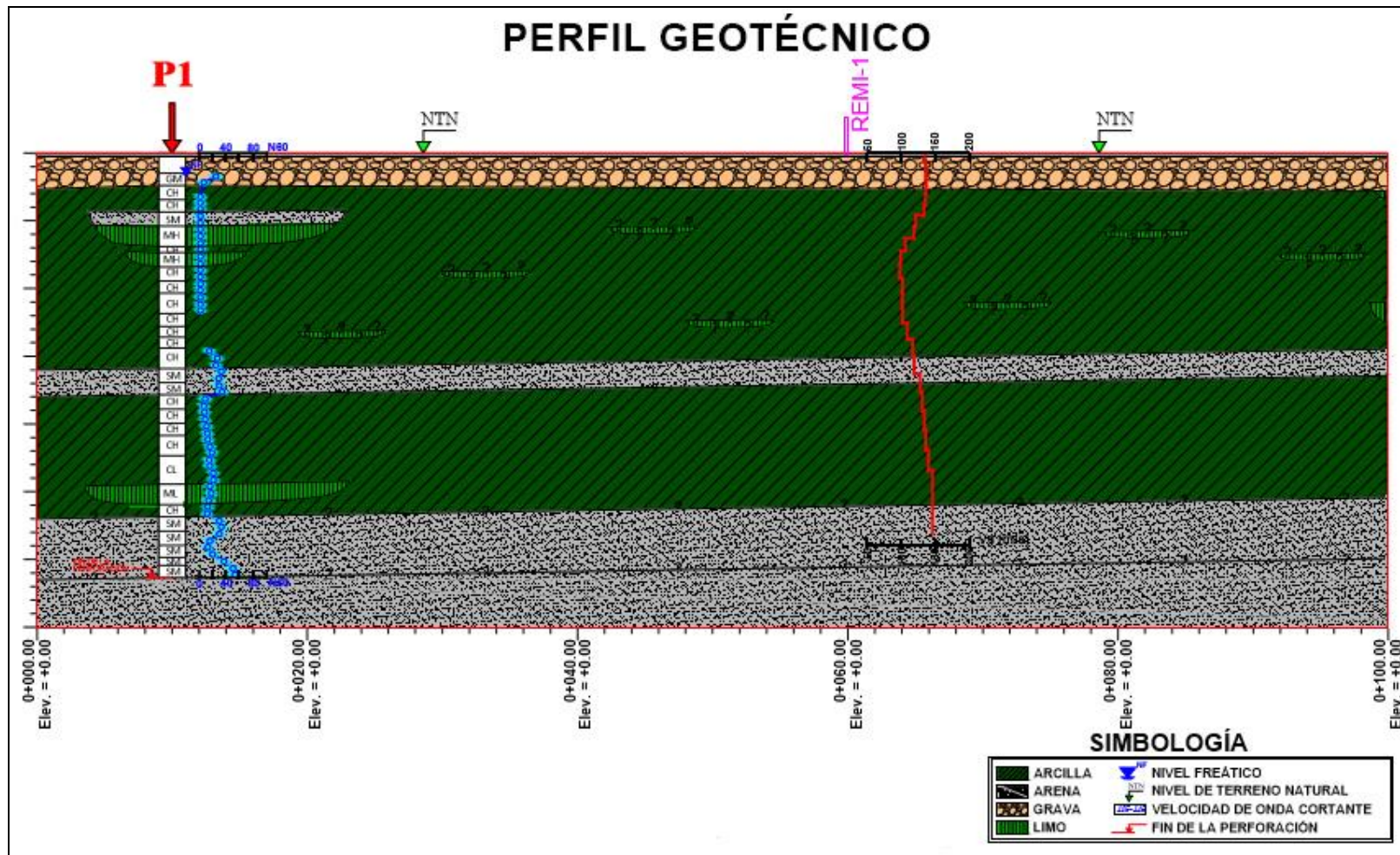


Figura 3.5. Perfil geotécnico, mostrando las diferentes capas de suelo.

CAPÍTULO 4

ENSAYOS Y PRUEBAS DE LABORATORIO

4.1. HORMIGÓN

El hormigón fue elaborado con materiales que satisfacen las exigencias y requerimientos estipulados para agregados pétreos y cemento, las que están incluidas en las especificaciones del MTOP y que se muestran a continuación:

- **Cemento:** Se usa cemento Portland, Tipo I, que cumple con los requisitos de la especificación ASTM-C-150 e INEN 152.
- **Agregado grueso:** Es roca triturada o grava de acuerdo a la especificación ASTM-C-33. El agregado se compone de partículas o fragmentos resistentes y duros, libres de material

orgánico, sin exceso de partículas alargadas, o material mineral cubierto con arcilla u otras sustancias no admitidas.

En la tabla III se muestran las especificaciones granulométricas que debe cumplir el agregado grueso:

TAMAÑO DEL TAMIZADOR	PORCENTAJE DE PASO (POR PESO)
1 ^{1/2} "	100
1"	95 – 100
1/2"	25 – 60
No. 4	0 – 10
No. 8	0 – 5

Tabla III. Especificaciones granulométricas del agregado grueso.

- **Agregado fino:** Consiste en arena natural dotada de partículas duras y resistentes, libre de material orgánico u otras sustancias impropias. El tamaño del grano del agregado fino de cualquier hormigón debe cumplir valores detallados en la siguiente tabla IV.

TAMAÑO DEL TAMIZADOR	PORCENTAJE DE PASO (POR PESO)
$\frac{3}{8}$ "	100
No. 4	95 – 100
No. 16	45 – 60
No. 50	10 – 30
No. 100	2 – 10

Tabla IV. Especificaciones granulométricas del agregado fino.

- **Agua:** Debe ser potable, limpia, clara, libre de aceites, ácidos, alcalinos o cualquier otro elemento nocivo en cantidades perjudiciales de acuerdo a la norma.
- **Aditivos:** Todos los aditivos para el concreto deben ser aprobados por escrito, antes de usarse, deben estar identificados con el nombre de fábrica y ser utilizados según las recomendaciones del fabricante.
- **Curado:** Una vez fundido el hormigón se debe proteger para evitar su deshidratación, mediante el uso de aditivos u otro método para este propósito.

Los elementos hormigonados deben ser protegidos con abundante hidratación, para elementos horizontales se debe colocar una cama de arena sobre el elemento y sobre ésta sacos

de yute o plásticos para evitar la evaporación, la arena debe ser hidratada con agua, por lo menos una vez al día y donde se observe resequedad la arena tiene que ser hidratada las veces que sean necesarias en el día, para evitar la deshidratación a nivel superficial se deberá repetir este proceso mínimo 14 días.

Debido a que el estudio, características y propiedades del hormigón tienen gran importancia para la siguiente investigación, se desglosan algunos aspectos de interés:

4.1.1. ELECCIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

En el presente trabajo se enfoca el hormigón en dos elementos fundamentales de la obra a construir, que son:

- **Hormigón para construir pilotes.-** Se ha establecido que la resistencia mínima que deben tener dichos elementos de la cimentación, es el valor de $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$, valor requerido para asegurar que puedan ser hincados y resistan el impacto del martillo.

Para determinar el valor antes mencionado se ha considerado evidentemente numerosas experiencias previas, en las cuales se ha encontrado que, cuando un pilote luego del correspondiente

fraguado³, en un tiempo de 28 días tiene resistencia de 350 kg/cm² y puede ser hincado e inclusive en ocasiones soportar impactos cuando ocurre el rechazo.

- **Hormigón para la losa.-** Se ha determinado que la resistencia recomendada del hormigón para construir de cimentación debe ser $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, valor suficiente, ya que este elemento de la cimentación va a trabajar a la compresión y además debe soportar las deformaciones que se producen en el suelo bajo de la cimentación, debido a las cargas.

La resistencia a la compresión del concreto es la medida de desempeño más utilizada al momento de diseñar edificios u otras estructuras. Su medición se realiza ejerciendo una fuerza de presión sobre probetas cilíndricas de concreto en una máquina de ensayos de compresión, donde la resistencia a la compresión se calcula a partir de la carga de ruptura dividida entre el área de la sección que resiste la carga y se mide en kg/cm².

Los resultados obtenidos de las pruebas de resistencia a la compresión se usan principalmente para determinar que la mezcla de

³ **Fraguado:** proceso de endurecimiento y pérdida de plasticidad del hormigón.

concreto, conformada por los materiales mencionados anteriormente, cumpla con los requerimientos de la resistencia especificada ($f'c$).

Para diseñar una estructura se parte de la resistencia especificada, $f'c$, y por lo que el concreto debe cumplir con la resistencia requerida. La mezcla de concreto se diseña de tal manera que se obtenga una resistencia promedio superior a la resistencia especificada y así minimizar el riesgo de no cumplir con la especificación de resistencia. Para aceptar un diseño de hormigón, se debe cumplir lo siguiente:

- a) El promedio de tres ensayos consecutivos es igual o supera a la resistencia especificada, $f'c$.
- b) Ninguno de los ensayos de resistencia deberá arrojar un resultado inferior a $f'c$ en más de 35.18 kg/cm^2 , ni ser superior en más de $0.10 f'c$, cuando $f'c$ sea mayor 356.90 kg/cm^2 .

4.1.2. RESISTENCIAS A LA COMPRESIÓN OBTENIDAS

Para realizar los ensayos de laboratorio se aplicaron medidas de control de resistencia del concreto, considerando tomar 6 probetas de hormigón por cada mixer, con el cual se funde más de un pilote. El mismo número de probetas se toman para la losa de la

cimentación. Las muestras fueron tomadas y transportadas bajo la supervisión de un técnico, quien también debió participar en la rotura de cilindros.

Las resistencias a la compresión obtenidas en los ensayos son las siguientes:

– **Losa de cimentación:**

De las 6 probetas se hicieron las roturas de dos en dos, cada 7, 14 y 28 días, como era de esperarse el mayor valor de resistencia se obtuvo a los 28 días, con un valor mayor que 280 kg/cm². En la tabla V y en el Anexo B se detallan los resultados obtenidos al momento de hacer este ensayo.

MIXER	FECHA TOMA	FECHA ROTURA	EDAD DÍAS	RESISTENCIA MUESTRA 1 kg/cm ²	RESISTENCIA MUESTRA 2 kg/cm ²
M-1	19/12/2013	26/12/2013	7	201	195
M-1	19/12/2013	02/01/2014	14	266	242
M-1	19/12/2013	16/01/2014	28	286	290

Tabla V. Rotura de cilindros para la losa de cimentación.

– **Pilotes:**

Se tomaron 6 probetas por cada tres pilotes, se procedió de igual forma como la antes descrita, se midieron resistencias para 7, 14

y 28 días. La mayor resistencia se obtuvo en las probetas de 28 días, que alcanzaron un valor mayor que 350 kg/cm^2 . En la tabla VI se detallan los resultados obtenidos en los ensayos, efectuados por una empresa especializada.

MIXER	FECHA TOMA	FECHA ROTURA	EDAD DÍAS	RESISTENCIA MUESTRA 1 kg/cm^2	RESISTENCIA MUESTRA 2 kg/cm^2
Pilotes 1 – 3					
M-1	13/06/2013	26/12/2013	7	185	191
M-1	13/06/2013	02/01/2014	14	245	252
M-1	13/06/2013	16/01/2014	28	380	394
Pilotes 4 – 6					
M-2	13/06/2013	20/06/2013	7	190	195
M-2	13/06/2013	27/06/2013	14	247	253
M-2	13/06/2013	04/07/2013	28	364	402

Tabla VI. Rotura de cilindros para los pilotes de la cimentación.

4.2. ESTUDIO DEL ÁREA

El área que fue elegida para construir el tanque de almacenamiento de agua de 12000 galones, es un manglar. Geotécnicamente se conoce que los suelos existentes en esos sectores son los que tienen las propiedades geotécnicas más bajas de todos los que se encuentran en la planicie costera.

Los suelos de manglar se denominan técnicamente como suelos estuarinos, que son aquellos que se han acumulado debido al retorno de los sedimentos finos desde el golfo mediante las mareas, por esta razón se ha llegado a verificar que dichos suelos son muy blandos y pueden presentar grandes deformaciones, teniendo una baja resistencia portante.

4.2.1. PROSPECCIÓN DE CAMPO Y MUESTREO

Para realizar la caracterización geotécnica se efectuó una perforación mecánica y el ensayo geofísico de sísmica de refracción que emplea el procedimiento REMI, el cual permite valorar las propiedades de elasticidad del suelo.

La perforación se realizó hasta 31.5 m. de profundidad, en el cual se obtuvieron testigos de suelo y muestras inalteradas mediante el tubo shelby. Se tomaron un total de 58 muestras, las cuales fueron sometidas a ensayos de laboratorio (8).

En el Anexo C se muestran los resultados del ensayo de penetración estándar (SPT), el cual también se presenta gráficamente en la figura 4.1.

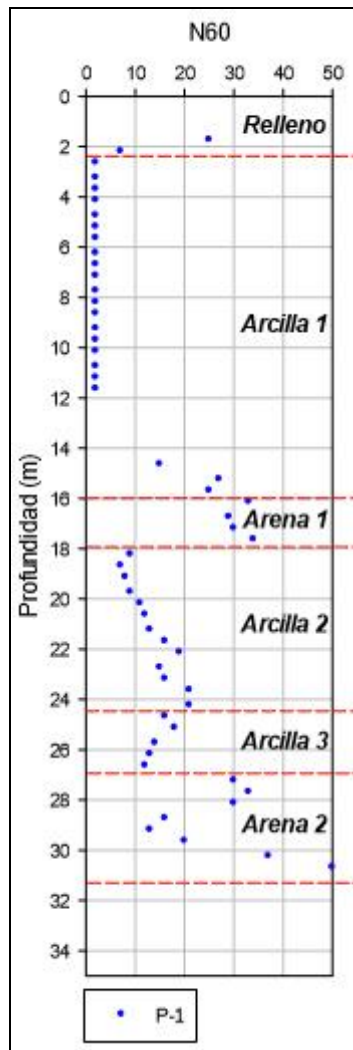


Figura 4.1. SPT N_{60} .

4.2.2. ENSAYOS DE LABORATORIO

Con las 58 muestras obtenidas de la perforación, se realizaron las siguientes pruebas de laboratorio:

- **Contenido de humedad (w [%]):**

Con este ensayo se puede determinar el contenido de humedad del suelo, lo cual es importante debido a que permite conocer cambios de volumen, cohesión y estabilidad del mismo.

El contenido de humedad se determina mediante la siguiente expresión:

$$w = (W_w/W_s) * 100 [\%]$$

Donde w = Contenido de humedad expresado en porcentaje,

W_w = Peso del agua existente en la masa del suelo.

W_s = Peso de las partículas sólidas.

Los resultados obtenidos de este ensayo se encuentran en el Anexo D, de los cuales se muestra su representación gráfica en la figura 4.2.

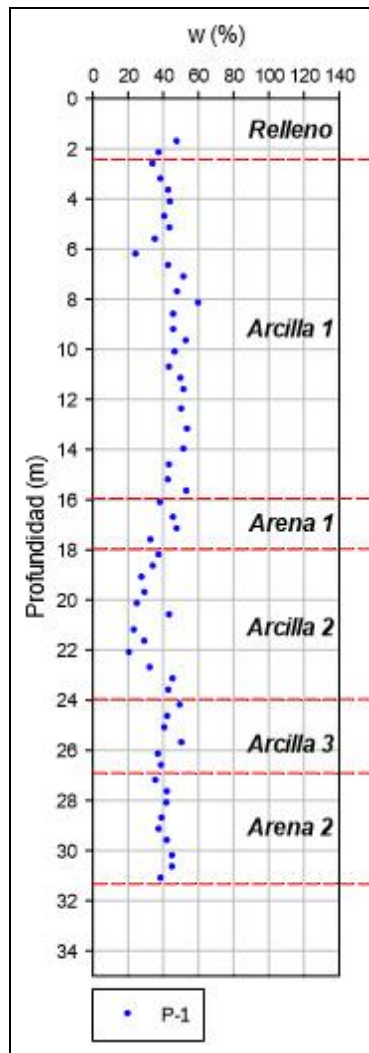


Figura 4.2. Contenido de humedad.

- **Índice Plástico**

Previo a la determinación del índice plástico, se requieren obtener los siguientes parámetros:

- **Límite líquido.-** Se usa la Copa de Casagrande, de bronce y con una altura de caída de 1 cm., sobre una base de caucho. Se coloca una muestra en la copa sin llenarla, se divide la

muestra con un ranurador, formando un canal, se dan golpes con el manubrio hasta que el canal se una y se anota la cantidad de golpes necesarios para que esto ocurra.

- **Límite plástico.**- Se toma una muestra húmeda, de tal manera que al formar una bola con ella no se pegue en las manos, luego se forman rollitos de aproximadamente 3 mm. de diámetro, se los une nuevamente y se repite el proceso hasta que los rollitos de 3 mm. se agrieten durante el enrollado. En tres recipientes se colocan algunos de esos rollitos y se les determina el contenido de humedad. Los tres recipientes deberán tener el mismo contenido de humedad.

El índice de plasticidad es la diferencia del límite líquido y el límite plástico. Los tres parámetros antes mencionados se los conoce como límites de Atterberg.

En el Anexo E se encuentran los resultados de laboratorio de la determinación de los límites de Atterberg y en la siguiente figura (figura 4.3) se resume la relación gráfica entre la profundidad y el índice plástico.

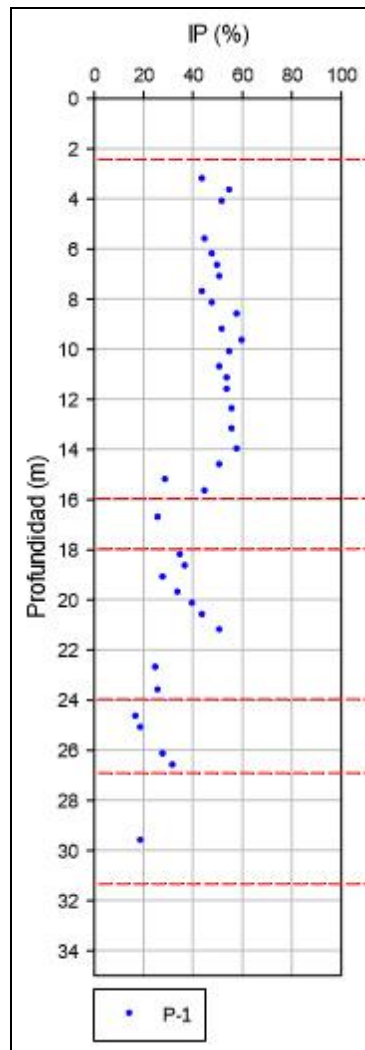


Figura 4.3. Índice Plástico.

- **Granulometría Tamiz #200**

El análisis granulométrico del suelo consiste en separar y clasificar por tamaños las partículas que lo componen. En este proyecto se realizó este ensayo, los resultados se detallan en el Anexo D, donde se encuentra la curva de distribución granulométrica de suelos y agregados gruesos y finos para cada

muestra, en la figura 4.4 se observa en resumen los datos obtenidos de este ensayo.

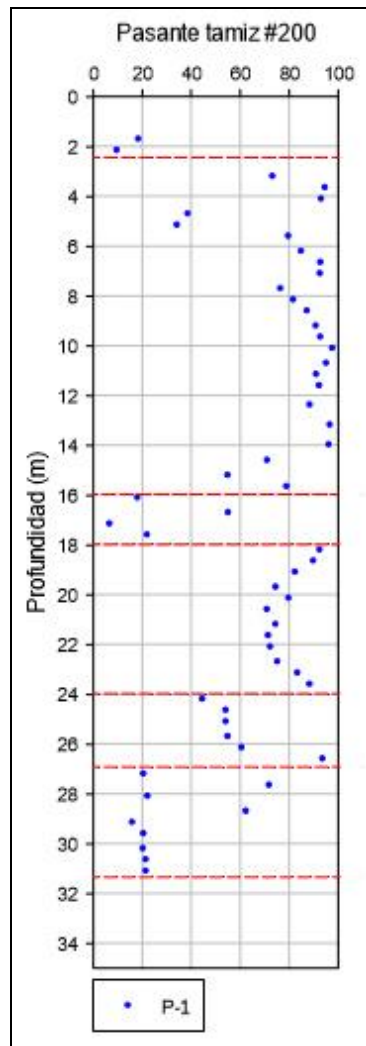


Figura 4.4. Granulometría Pasante #200.

- **Correlaciones Para Determinar Parámetros Geomecánicos**

Con los resultados obtenidos en los ensayos efectuados, se dedujeron los siguientes parámetros:

- **Esfuerzo cortante no drenado (S_u).**- Debido a la existencia de arcilla muy blanda no se pudieron realizar los ensayos de compresión simple, penetrómetro de bolsillo ni el ensayo de torvane. Esto generó la necesidad de usar correlaciones para hallar el valor de S_u , con los valores de N_{60} , según Brown and Hettiarachchi (2008):

$$S_u/P_{atm} = \alpha N_{60}$$

Donde S_u = esfuerzo cortante no drenado,

P_{atm} = presión atmosférica (100 kPa)

α = 0.04

N_{60} = número de golpes, según el ensayo SPT

De esta manera se obtuvo la información que se muestra en la figura 4.5.

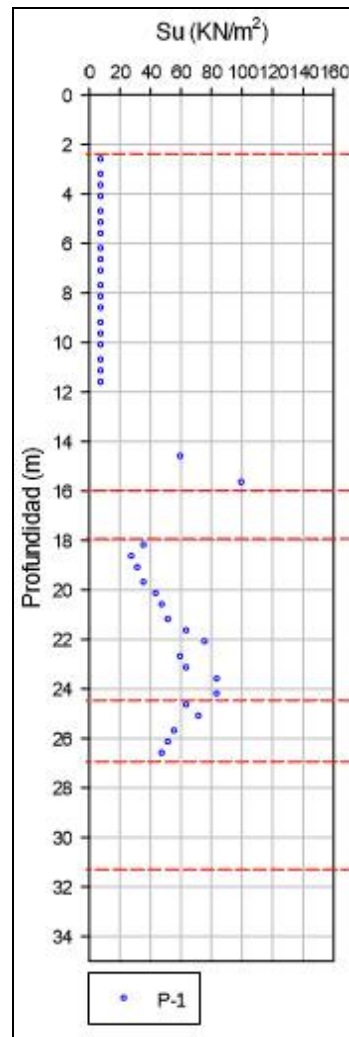


Figura 4.5. Esfuerzo cortante no drenado.

- **Valores de ángulo de fricción (ϕ).**- Estos valores se calculan para las capas arenosas, se determinan mediante la correlación entre ϕ y $N_{1/60}$, siendo este último el número de golpes de la prueba de penetración estándar (SPT) modificado

$$(N_{1/60} = N_{60} \frac{\sqrt{100}}{\sigma_{v1}}).$$

En el siguiente gráfico (figura 4.6) se puede observar la correlación entre ϕ y $N_{1'60}$.

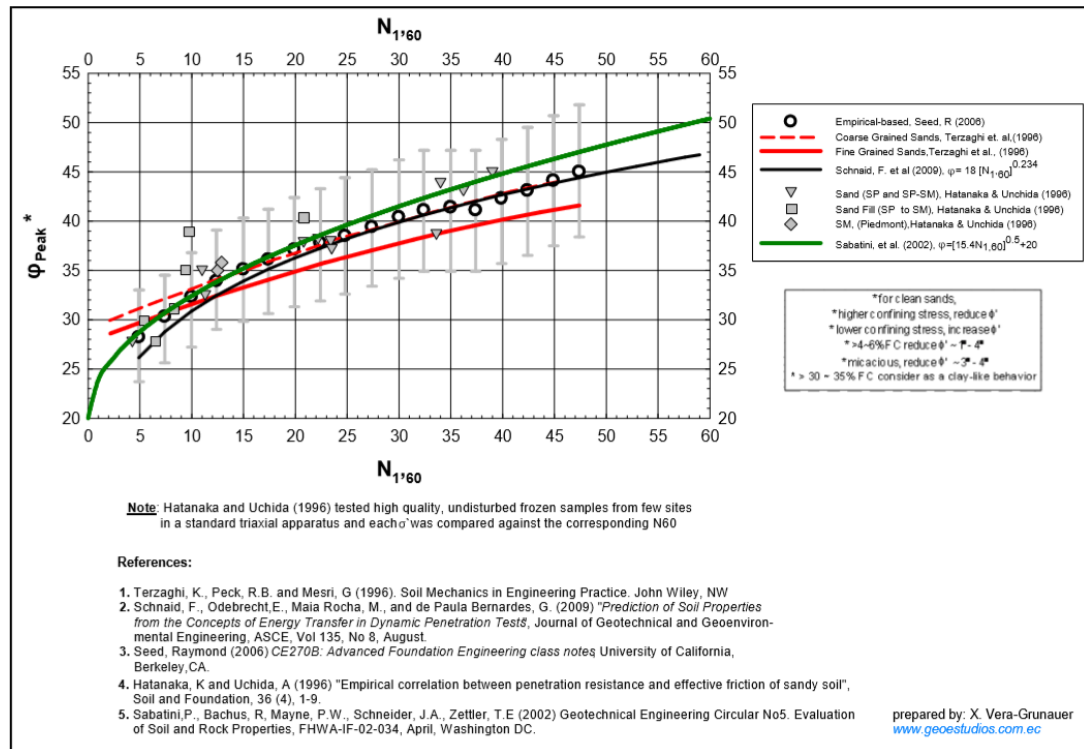


Figura 4.6. Correlación existente de ϕ , de acuerdo a $N_{1'60}$.

- **CR y RR.-** Para estimar el valor de los parámetros CR y RR en función de la humedad, se ha seleccionado el valor de α_D (mediana). Estos parámetros permiten estimar los coeficientes de Jambu ($m = 2.3/CR$; $m = 2.3/RR$), a continuación se muestra en las figuras 4.7 y 4.9 la correlación entre el porcentaje de contenido de humedad y los parámetros CR y RR respectivamente, y en las figuras 4.8 y 4.10 se observan en resumen los resultados obtenidos.

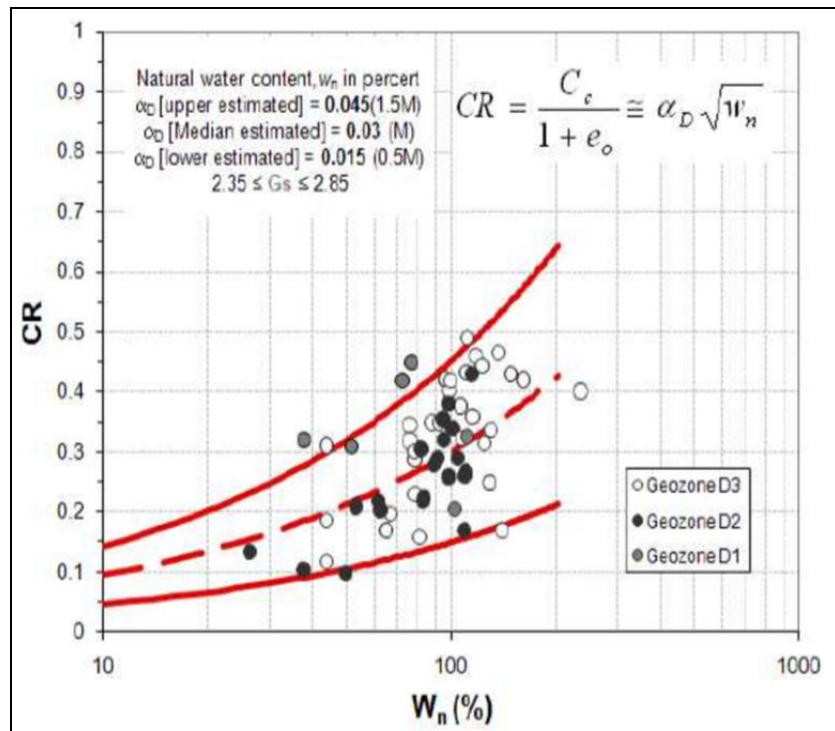


Figura 4.7. Correlación de CR en función de la humedad.

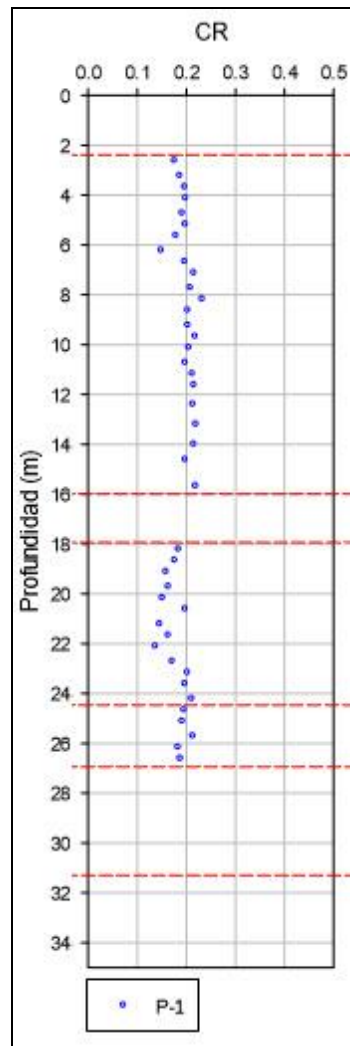


Figura 4.8. CR.

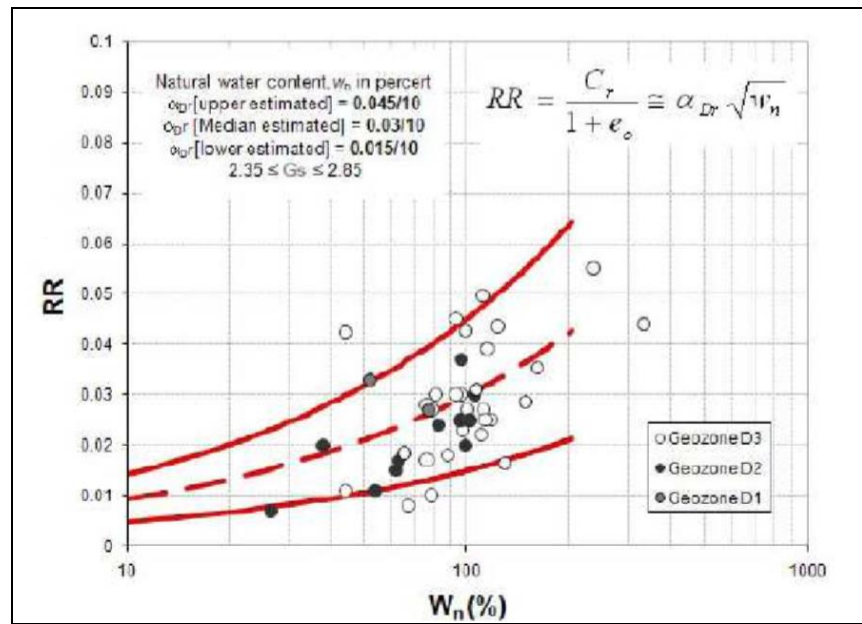


Figura 4.9. Correlación de RR en función de la humedad.

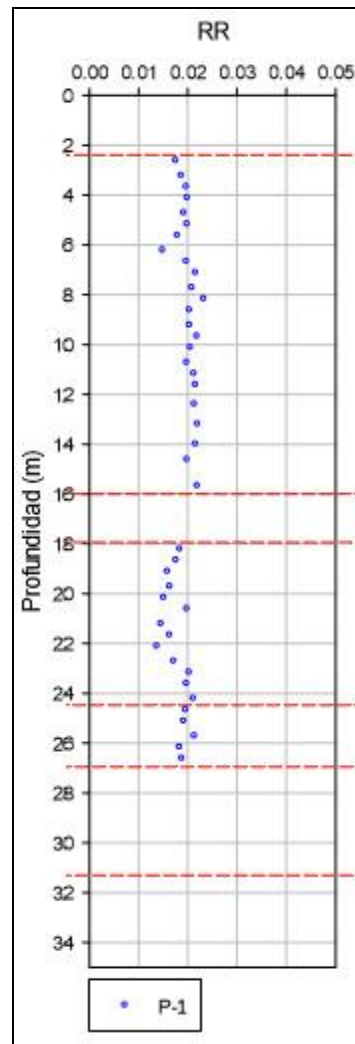


Figura 4.10. RR.

- **OCR.-** Para determinar los valores de la sobre-consolidación (OCR), se utilizó el criterio de normalización de la resistencia al esfuerzo cortante no drenado (S_u), expresado en la ecuación $S_u/\sigma'_{vo} = s(OCR)^m$, donde $s = 0.22$ y $m = 0.77$, según lo señalado en el estudio de microzonificación sísmica

de la ciudad de Guayaquil realizado por la consultora Geoestudios en el año 2006.

Los valores de sobre-consolidación (OCR) obtenidos para este proyecto se muestran en la figura 4.11.

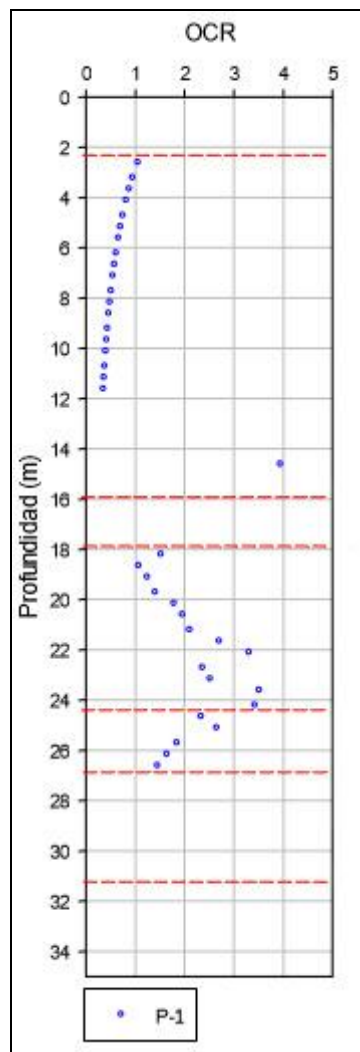


Figura 4.11. OCR.

4.2.3. DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Mediante los ensayos de laboratorio antes descritos, se llegaron a determinar parámetros que permitieron realizar la clasificación del suelo donde se construyó la cimentación del tanque 12000 galones.

Con los parámetros obtenidos, la curva granulométrica y límites de Atterberg, junto con la ayuda de la tabla del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y el gráfico de la Carta de Plasticidad, se definió la estratigrafía de las capas de suelo que están bajo la cimentación.

A continuación se indica en la tabla VII la clasificación del suelo realizada a partir de las 58 muestras recolectadas, donde se indica la descripción del material encontrado con su cota respectiva, información que se encuentra más detallada en el Anexo C.

PROFUNDIDAD [m]	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL
0.20	Grava limosa con arena de color amarillo oscuro (RELLENO).
1.50	(GM) 57 % grava, 24 % arena, 19 % finos. Grava limosa con arena de color amarillo oscuro de compacidad medianamente densa.
1.95	(GP-GM) 67 % grava, 23 % arena, 10 % finos. Grava limosa con arena de color amarillo oscuro de compacidad medianamente densa.
2.40	(MH) 0 % grava, 0 % arena, 0 % fino. POCA MUESTRA (Limo arenoso de color gris verdoso de consistencia muy blanda).
3.00	(MH) 5 % grava, 21 % arena, 74 % finos. Limo con arena de color gris verdoso de consistencia muy blanda.
3.45	(CH) 0 % grava, 5 % arena, 95 % finos. Arcilla de color gris verdoso de consistencia muy blanda.
3.90	(MH) 0 % grava, 7 % arena, 93 % finos. Limo de color gris verdoso de consistencia muy blanda.
4.50	(SM) 25 % grava, 36 % arena, 39 % finos. Arena limosa con grava de color café de compacidad muy suelta.
4.95	(SM) 25 % grava, 36 % arena, 39 % finos. Arena limosa con grava de color café de compacidad muy suelta.
5.40	(MH) 5 % grava, 15 % arena, 80 % finos. Limo con arena de color gris verdoso de consistencia muy blanda.
6.00	(MH) 5 % grava, 10 % arena, 85 % finos. Limo de color gris verdoso de consistencia muy blanda.

Tabla VIIa. Clasificación del suelo donde se construirá la cimentación.

PROFUNDIDAD [m]	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL
6.45	(MH) 3 % grava, 4 % arena, 93 % finos. Limo de color gris verdoso de consistencia muy blanda.
6.90	(CH) 4 % grava, 3 % arena, 93 % finos. Arcilla de color gris verdoso de consistencia muy blanda.
7.50	(MH) 16 % grava, 7 % arena, 77 % finos. Limo con grava de color gris verdoso de consistencia muy blanda.
7.95	(MH) 13 % grava, 5 % arena, 82 % finos. Limo de color gris verdoso de consistencia muy blanda.
8.40	(CH) 4 % grava, 9 % arena, 87 % finos. Arcilla de color gris verdoso de consistencia muy blanda.
9.00	(CH) 3 % grava, 5 % arena, 92 % finos. Arcilla de color gris verdoso de consistencia muy blanda.
9.45	(CH) 0 % grava, 7 % arena, 93 % finos. Arcilla de color gris verdoso de consistencia muy blanda.
9.90	(CH) 0 % grava, 2 % arena, 98 % finos. Arcilla de color gris verdoso de consistencia muy blanda.
10.50	(CH) 0 % grava, 5 % arena, 95 % finos. Arcilla de color gris verdoso de consistencia muy blanda.
10.95	(CH) 3 % grava, 6 % arena, 91 % finos. Arcilla de color gris verdoso de consistencia muy blanda (continua).
11.40	(CH) 2 % grava, 6 % arena, 92 % finos. Arcilla de color gris verdoso de consistencia muy blanda.

Tabla VIIb. Clasificación del suelo donde se construirá la cimentación.

PROFUNDIDAD [m]	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL
12.00	(CH) 5 % grava, 7 % arena, 88 % finos. Arcilla de color gris verdoso de consistencia muy blanda.
12.80	(CH) 0 % grava, 3 % arena, 97 % finos. Arcilla de color gris verdoso de consistencia muy blanda.
13.60	(CH) 0 % grava, 4 % arena, 96 % finos. Arcilla de color gris verdoso de consistencia muy blanda.
14.40	(CH) 5 % grava, 24 % arena, 71 % finos. Arcilla con arena de color gris verdoso de consistencia rígida.
15.00	(CH) 0 % grava, 45 % arena, 55 % finos. Arcilla arenosa de color gris verdoso de consistencia muy rígida.
15.45	(CH) 0 % grava, 21 % arena, 79 % finos. Arcilla con arena de color gris verdoso de consistencia muy rígida.
15.90	(SM) 0 % grava, 82 % arena, 18 % finos. Arena limosa de color gris verdoso de compacidad densa.
16.50	(CL) 0 % grava, 45 % arena, 55 % finos. Arcilla arenosa de color gris verdoso de consistencia muy rígida.
16.95	(SP-SM) 0 % grava, 93 % arena, 7 % finos. Arena mal graduada con limo de color gris verdoso de compacidad densa.
17.40	(SM) 0 % grava, 78 % arena, 22 % finos. Arena limosa de color gris verdoso de compacidad densa.
18.00	(CH) 0 % grava, 7 % arena, 93 % finos. Arcilla de color gris verdoso de consistencia firme.

Tabla VIIc. Clasificación del suelo donde se construirá la cimentación.

PROFUNDIDAD [m]	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL
18.45	(CH) 0 % grava, 10 % arena, 90 % finos. Arcilla de color gris verdoso de consistencia firme.
18.90	(CH) 0 % grava, 17 % arena, 83 % finos. Arcilla con arena de color gris verdoso de consistencia firme.
19.50	(CH) 0 % grava, 25 % arena, 75 % finos. Arcilla con arena de color gris verdoso de consistencia firme.
19.95	(CH) 0 % grava, 20 % arena, 80 % finos. Arcilla con arena de color gris verdoso de consistencia rígida.
20.40	(CH) 0 % grava, 29 % arena, 71 % finos. Arcilla con arena de color gris verdoso de consistencia rígida.
21.00	(CH) 5 % grava, 20 % arena, 75 % finos. Arcilla con arena de color gris verdoso de consistencia rígida.
21.45	(CH) 0 % grava, 28 % arena, 72 % finos. Arcilla con arena de color gris oscuro de consistencia rígida.
21.90	(CH) 0 % grava, 27 % arena, 73 % finos. Arcilla con arena de color gris oscuro de consistencia rígida (continua).
22.50	(CL) 0 % grava, 25 % arena, 75 % finos. Arcilla con arena de color gris verdoso de consistencia rígida.
22.95	(CL) 0 % grava, 16 % arena, 84 % finos. Arcilla con arena de color gris verdoso de consistencia rígida.
23.40	(CL) 0 % grava, 11 % arena, 89 % finos. Arcilla de color gris verdoso de consistencia muy rígida.

Tabla VIId. Clasificación del suelo donde se construirá la cimentación.

PROFUNDIDAD [m]	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL
24.00	(SC) 26 % grava, 29 % arena, 45 % finos. Arena arcillosa con grava de color gris verdoso de compacidad medianamente densa.
24.45	(ML) 0 % grava, 46 % arena, 54 % finos. Limo arenoso de color gris verdoso de consistencia rígida.
24.90	(ML) 0 % grava, 46 % arena, 54 % finos. Limo arenoso de color gris verdoso de consistencia rígida.
25.50	(MH) 0 % grava, 45 % arena, 55 % finos. Limo arenoso de color gris verdoso de consistencia rígida.
25.95	(CH) 0 % grava, 39 % arena, 61 % finos. Arcilla arenosa de color gris verdoso de consistencia rígida.
26.40	(CH) 0 % grava, 6 % arena, 94 % finos. Arcilla de color gris verdoso de consistencia rígida.
27.00	(SM) 0 % grava, 79 % arena, 21 % finos. Arena limosa de color gris verdoso de compacidad densa.
27.45	(CH) 0 % grava, 28 % arena, 72 % finos. Arcilla con arena de color gris verdoso de consistencia muy rígida.
27.90	(SM) 0 % grava, 78 % arena, 22 % finos. Arena limosa de color gris verdoso de compacidad densa.
28.50	(CH) 0 % grava, 37 % arena, 63 % finos. Arcilla arenosa de color gris verdoso de consistencia rígida.
28.95	(SM) 0 % grava, 84 % arena, 16 % finos. Arena limosa de color gris verdoso de compacidad medianamente densa.

Tabla VIIe. Clasificación del suelo donde se construirá la cimentación.

PROFUNDIDAD [m]	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL
29.40	(SC) 0 % grava, 79 % arena, 21 % finos. Arena arcillosa de color gris verdoso de compacidad medianamente densa.
30.00	(SM) 6 % grava, 74 % arena, 21 % finos. Arena limosa de color gris verdoso de compacidad densa.
30.45	(SM) 0 % grava, 78 % arena, 22 % finos. Arena limosa de color gris verdoso de compacidad muy densa.
30.90	(SM) 0 % grava, 78 % arena, 22 % finos. Arena limosa de color gris verdoso de compacidad muy densa.
Fin de SONDEO a 31.50 m.	

Tabla VII f. Clasificación del suelo donde se construirá la cimentación.

CAPÍTULO 5

ELABORACIÓN DE DISEÑOS E IMPLEMENTACIÓN

5.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se abarcará todo lo relacionado y necesario para la implementación de la cimentación del tanque de 12000 galones de agua potable del sistema contra incendio de la Terminal de Productos Limpios Tres Bocas, se detallarán los materiales de construcción requeridos, así como los equipos a utilizarse, además se mostrará el diseño en el cual se basó la elaboración de la cimentación, describiendo paso a paso el proceso de construcción.

5.2. DESCRIPCIÓN

Según todos los análisis realizados y descritos anteriormente, se determinó que la cimentación que soportará el tanque de 12000

galones de agua, se implementará mediante pilotes de hormigón armado, siendo la elección más fiable y segura para la obra a construirse, ya que los pilotes transmitirán los esfuerzos producidos por la estructura hacia el estrato arenoso de alta resistencia, que se encuentra a 16 m. de profundidad.

De acuerdo a la estratigrafía del suelo, definida por medio de los estudios geotécnicos realizados; a la capacidad admisible del pilote calculada, y al análisis de los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio, se determinó que la estructura a implementarse estaría compuesta por una losa de cimentación circular de 60 cm. de espesor, apoyada por 6 pilotes de hormigón armado, de sección cuadrada con dimensiones de 45 cm. x 45 cm.

5.3. IMPACTO AMBIENTAL

Es importante realizar una evaluación del impacto ambiental que puede producir la construcción de nuevas estructuras civiles en una determinada área, para dimensionar y considerar las consecuencias que se puedan presentar durante la ejecución o vida útil de la obra y contar con el respectivo plan de mitigación y contingencia de las mismas.

Los principales factores que se deben tener en cuenta en el estudio del impacto ambiental de la implementación de la cimentación del sistema contra incendios son:

- **Flora y fauna:**

El proyecto está ubicado en la Terminal de Productos Limpios de la Estación Tres Bocas, la cual es una zona estuarina, donde se encuentra una gran diversidad de flora y fauna protegida, por lo tanto es necesario contar con un sistema contra incendio que ayude a extinguir y prevenir rápidamente la presencia y extensión de alguno.

La cimentación del tanque de 12000 galones forma parte del sistema contra incendio y su construcción no afecta la flora y fauna encontrada en el área, ya que fue realizada en una zona anteriormente manipulada.

- **Paisaje:**

La implementación de la cimentación y colocación del tanque de 12000 galones modifican las características visibles del área, pero no afectan u obstaculizan la visibilidad del paisaje.

- **Ruido:**

La Terminal de Productos Limpios de la Estación Tres Bocas no es una zona poblada ni residencial, ya que es un área destinada para el desarrollo de diferentes proyectos y actividades petroleras, por lo tanto el personal se encuentra debidamente uniformado con el equipo de protección personal, según las normas de seguridad establecidas dentro de la Estación.

- **Aspecto socioeconómico:**

Debido a que el área donde se construyó la cimentación del tanque de 12000 galones del sistema contra incendios, no es una zona poblada ni residencial, no se ve afectado el estilo de vida, pero la ejecución del proyecto generó plazas de trabajo, aportando al desarrollo económico de nuestra sociedad.

Según los factores analizados se puede concluir que los beneficios del proyecto detallado en esta tesis, prevalecen ante la ausencia o los efectos negativos que éste pueda provocar, por lo tanto es procedente y necesaria la construcción de la cimentación del tanque de 12000 galones que forma parte del sistema contra incendios, el cual permite estar preparados y disminuir los daños que la presencia de alguno pueda causar.

5.4. MATERIALES Y EQUIPOS DE CONSTRUCCIÓN

Para la implementación de la cimentación se utilizaron los siguientes materiales de construcción:

- **Hormigón:**

Se utilizaron dos tipos de hormigón de diferentes resistencias, uno para la losa de la cimentación, con un esfuerzo a la compresión ($f'c$) de 280 kg/cm^2 y el otro tipo de hormigón para los pilotes, con un esfuerzo a la compresión ($f'c$) mayor o igual a 350 kg/cm^2 , siendo lo más recomendable.

- **Acero de refuerzo:**

El acero de refuerzo utilizado fue corrugado acorde a la norma ASTM A615, con sección circular conformada en caliente y de grado 60 y un esfuerzo a la tracción no menor a 4200 kg/cm^2 .

- **Encofrado:**

Para este proyecto se utilizó un tipo de encofrado, siendo este el más común y más utilizado en obras, como es la madera, este tipo de material es necesario para darle forma al hormigón y asegurar una protección a la armadura de hierro.

Los equipos necesarios para la construcción de la cimentación son:

- **Martillo hinca pilotes:**

En este proyecto se utilizó un martillo a diésel, el cual se muestra en la figura 5.1, con la capacidad de desarrollar la energía suficiente para hincar los pilotes a un promedio de penetración mínimo de 3 mm. por golpe, después de llegar al rechazo.



Figura 5.1. Martillo utilizado para hincar los pilotes de la cimentación del tanque de 12000 galones.

- **Grúa móvil:**

Para izar los pilotes y el martillo, se utilizó una grúa móvil, mostrada en la figura 5.2, certificada para levantar pesos de hasta un máximo de 35 toneladas, como características principales de este tipo de grúa tenemos que cuenta con una distribución de llantas de 4 delanteras y 8 posteriores, fue construida en el año 1964 y cuenta con una pluma de carga de tipo celosía⁴.



Figura 5.2. Grúa móvil utilizada para izar los pilotes y el martillo.

⁴ **Celosía:** estructura de barras rectas interconectadas formando triángulos o pirámides.

5.5. DISEÑO

5.5.1. METODOLOGÍA DESARROLLADA PARA CÁLCULO DE PILOTES

Para realizar el diseño de los pilotes de tipo hincado, se debe conocer la capacidad de carga admisible que soportará cada pilote, con lo que definiremos la longitud y sección que se utilizará para la modelación.

La empresa Geoestudios, contratada para realizar este cálculo, utilizó un software de análisis por capacidad axial de pilotes hincados, llamado APILEplus 5.0 de Ensoft, Inc., aplicando la metodología de cálculo Lambda, basada en la teoría desarrollada por Vijayvergiya y Focht (1972), la cual estima la resistencia por fricción lateral mediante la siguiente ecuación:

$$Q_s = \lambda (\bar{\sigma}_o + 2c_u)$$

Donde λ = coeficiente en función de la penetración del pilote,

$\bar{\sigma}_o$ = esfuerzo vertical efectivo (promedio) entre la superficie y la punta del pilote.

$$= \left(\frac{1 + 2K_o}{3} \right) q'$$

K_o = coeficiente de presión de tierra en reposo,

c_u = resistencia al esfuerzo cortante no drenado (promedio)

a lo largo del pilote.

Kraft, et al (1981) determinó expresiones mediante las cuales se puede calcular el valor λ .

Para arcillas normalmente consolidadas:

$$\lambda = 0.178 - 0.016 \ln \pi_3$$

Para arcillas sobre consolidadas:

$$\lambda = 0.232 - 0.032 \ln \pi_3$$

siendo,

$$\pi_3 = (\pi B f_{max} (L^2)) / (AEU)$$

donde B = diámetro del pilote,

f_{max} = máxima fricción del suelo (tomada como la resistencia al esfuerzo cortante promedio del suelo),

L = longitud empotrada del pilote,

A = área transversal del material del pilote,

E = módulo de elasticidad del material del pilote,

U = desplazamiento del pilote necesario para desarrollar el

cortante lateral (tomado como 0.1 pulgadas).

El valor mínimo recomendado para λ es 0.14.

Este análisis se realizó con pilotes hincados de sección cuadrada de 45x45 cm., elaborados con hormigón de resistencia mínima a la compresión de 350 kg/cm².

En la tabla VIII se encuentran los valores de ángulos de fricción interna (Φ), resistencia al esfuerzo cortante no drenado (c_u), índice de plasticidad (IP) y el coeficiente de capacidad de carga (N_q), por cada estrato del suelo, los cuales son los parámetros que se ingresaron el programa para realizar los cálculos correspondientes.

MATERIAL	ESPESOR [m]	PROFUNDIDAD [m]	PESO ESPECÍFICO [kN/m ³]	c_u [kN/m ³]	IP	Φ	N_q
Relleno	2.40	2.40	18/18	---	---	38/38	40/40
Arcilla1	13.60	16.00	15/15	8/8	50/50	---	---
Arena1	2.00	18.00	17/17	---	---	37/37	40/40
Arcilla2A, 2B	6.40	24.40	15/15	20/80	40/40	---	---
Arcilla3	2.60	27.00	15/15	50/50	30/30	---	---
Arena2	13.00	40.00	18/18	---	---	39/40	50/50

Tabla VIII. Propiedades de los geomateriales modelados.

De acuerdo al perfil estratigráfico, detallado en el capítulo 4, se determinó la longitud del pilote de 16.50 m., con la cual la punta descansará sobre un estrato de arena limosa de compacidad densa.

En la tabla IX se muestran las capacidades de carga última y admisible para pilotes hincados de sección cuadrada de 45x45 cm., según la condición estática y sísmica.

CONDICIÓN	45 X 45 cm	
	CAPACIDAD ÚLTIMA	CAPACIDAD ADMISIBLE
Estático Compresión	85 t.	34 t.
Sismo Compresión	85 t.	57 t.
Sismo Tensión	10 t.	7 t.

Tabla IX. Capacidad de carga última y admisible de un pilote hincado, según la condición estática y sísmica.

En la figura 5.3 se puede observar la capacidad de carga axial admisible total por fuste y punta para los pilotes hincados de sección de 45x45 cm.

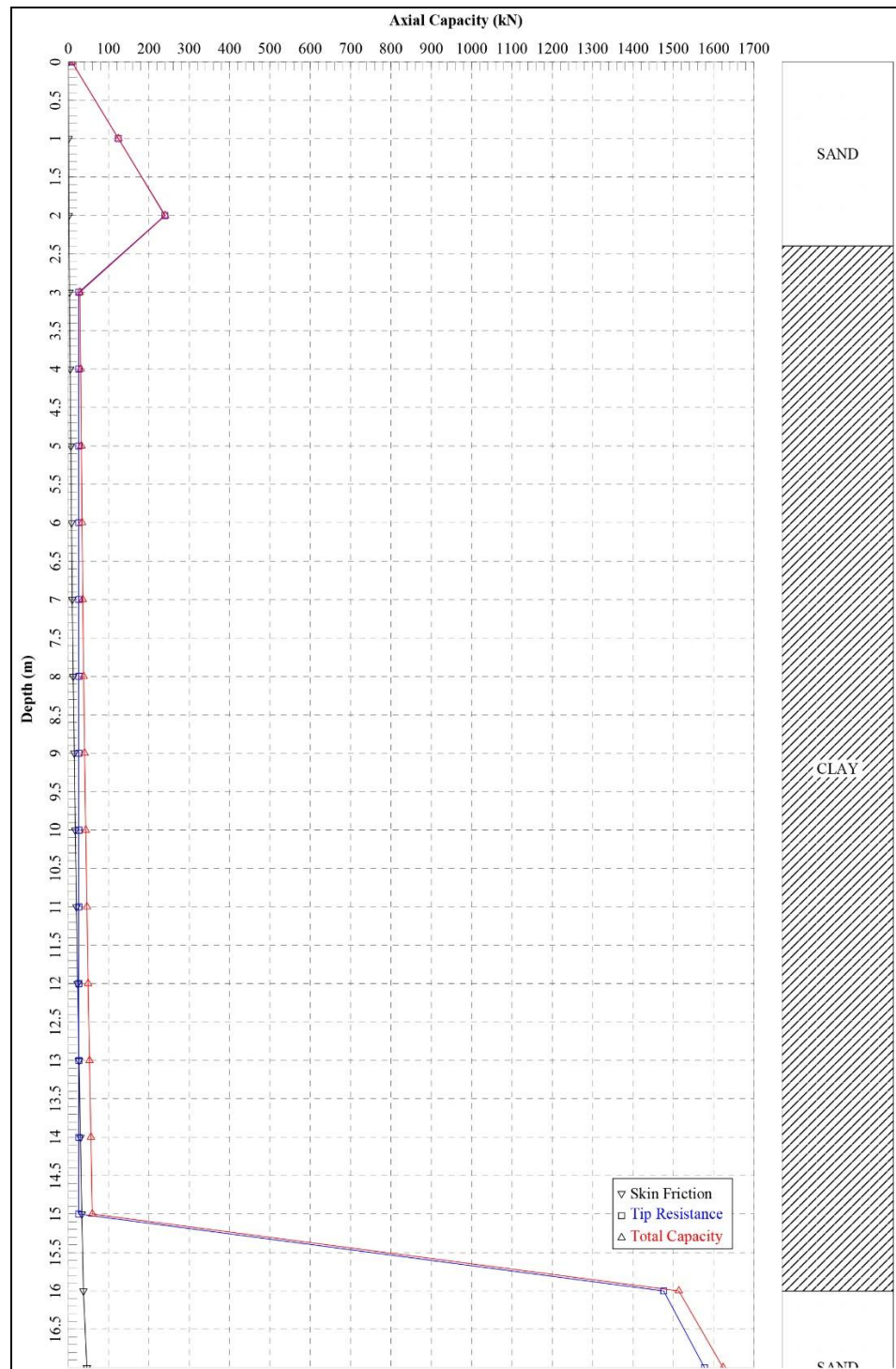


Figura 5.3. Capacidad de carga axial.

Se procedió a realizar un análisis de carga lateral al pilote hincado, con el cual se obtuvieron los diagramas de corte, momento y deflexión, para esto se utilizó la tabla VIII, donde se encuentran las propiedades de los geomateriales, y las características del pilote (longitud y sección transversal).

Se decidió hacer un análisis push over, colocando cargas incrementales en la cabeza del pilote del 5 al 90% en condición de apoyo fijo, y del 5 al 85% en condición de apoyo libre. Los resultados obtenidos se muestran las figuras 5.4, 5.5 y 5.6.

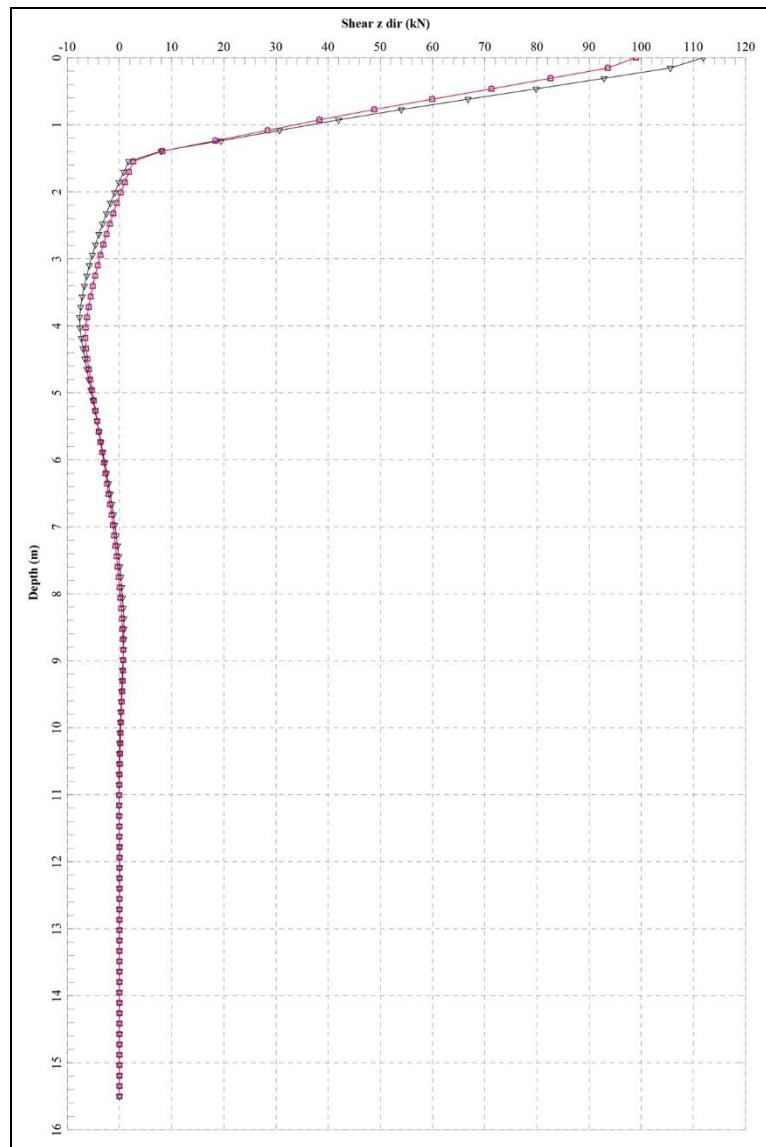


Figura 5.4. Diagrama de Cortante para el pilote de hormigón.

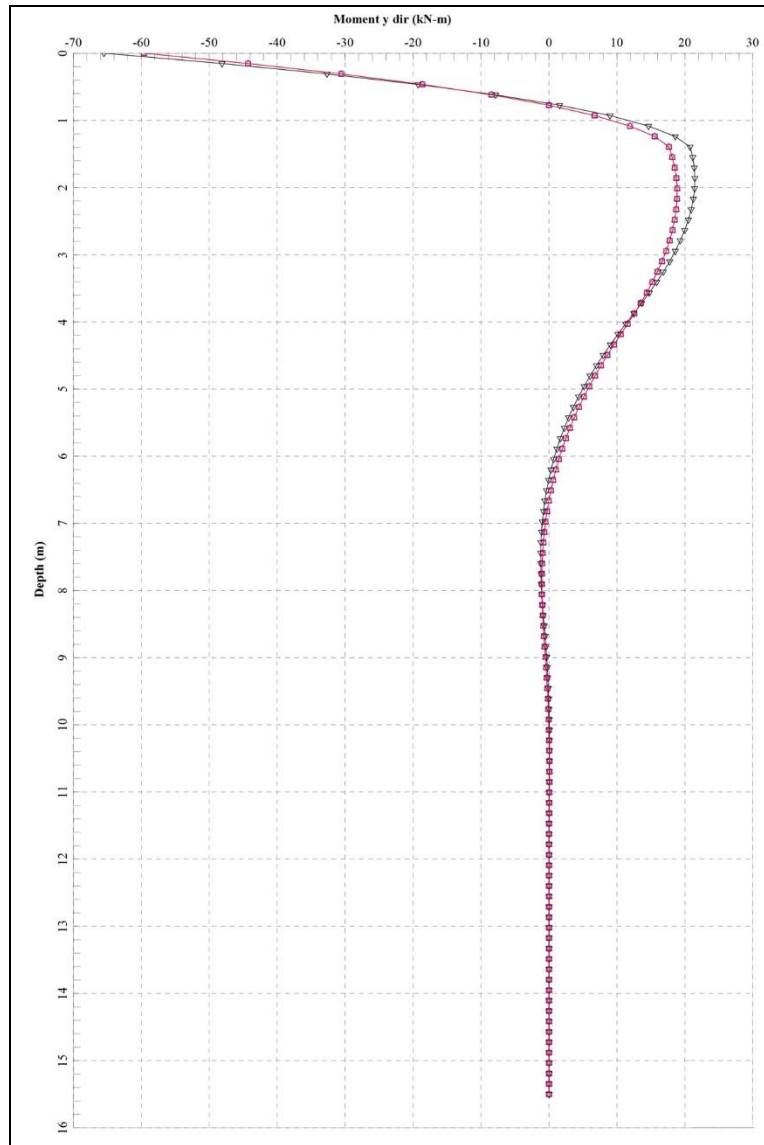


Figura 5.5. Diagrama de Momento para el pilote de hormigón.

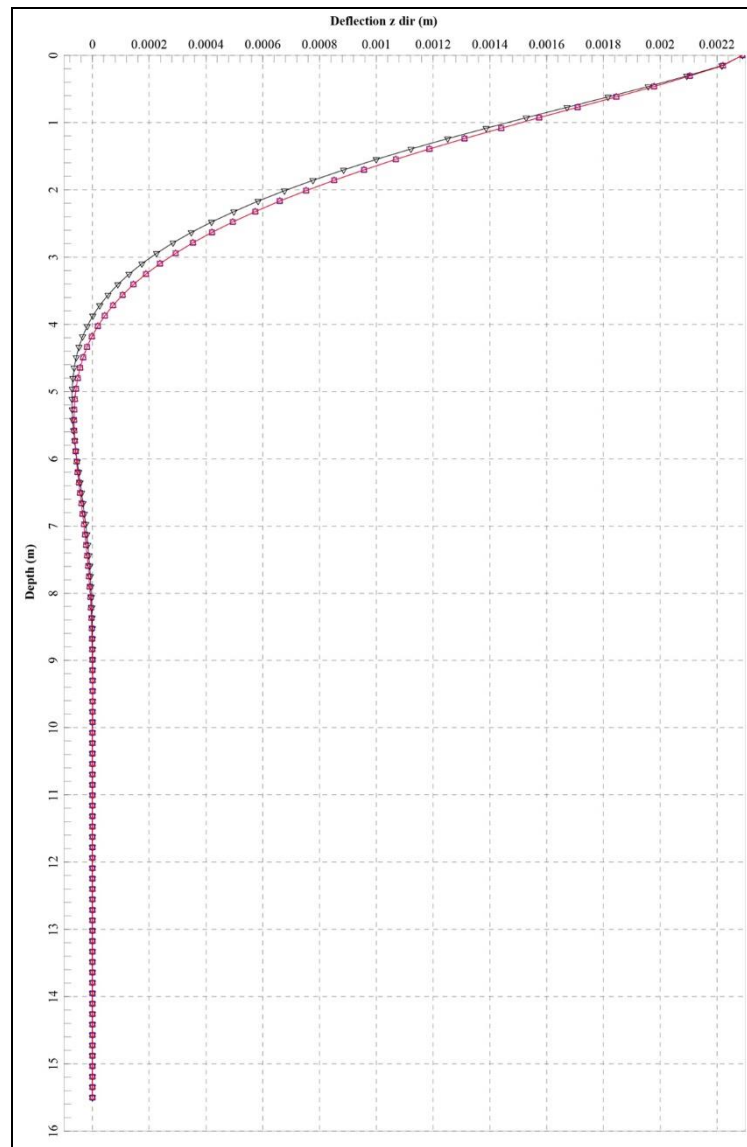


Figura 5.6. Diagrama de Deflexión para el pilote de hormigón.

De acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2011), capítulo 2, se clasificó el suelo (como tipo E) y la zona sísmica ($Z= 0.40$) donde se desarrolló este proyecto. Con ayuda de estos datos se calculó la máxima aceleración espectral de 0.82, mostrada

en la figura 5.7, la misma que corresponde a un comportamiento de tipo elástico.

La máxima aceleración espectral sería de 41%, por lo tanto el pilote resistirá cargas laterales con un máximo portante de 181 KN.

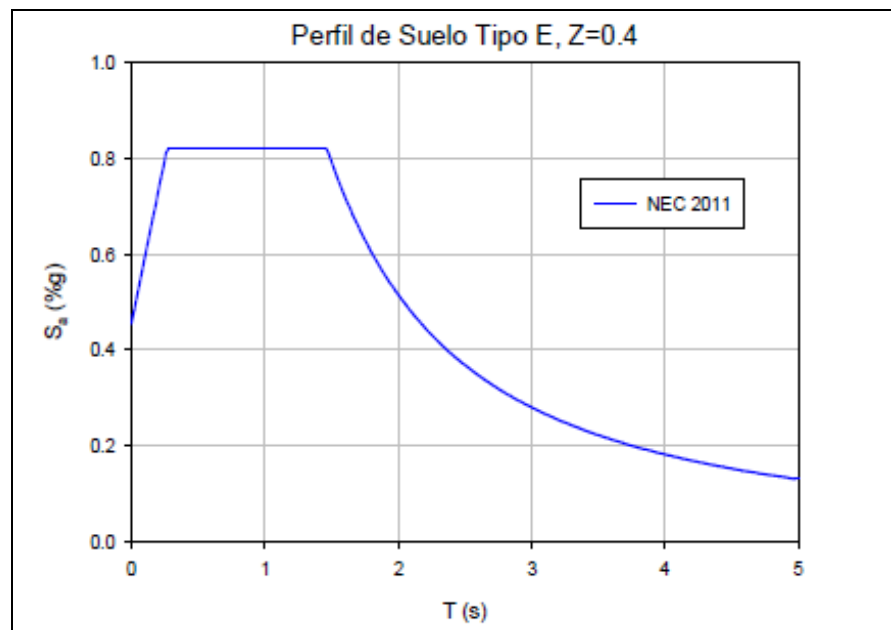


Figura 5.7. Espectro elástico de aceleración.

5.5.2. ASPECTOS DE MODELACIÓN

Para el análisis sísmico de este proyecto se realizó una modelación en 3D de la estructura a construirse, utilizando un programa de diseño estructural llamado SAP 2000, en el cual se ingresaron algunos parámetros de diseño.

Se realizó un modelo matemático, donde se encontraban la distribución espacial de rigideces y los pesos de todo el sistema estructural existentes, para representar de una manera aproximada la estructura a analizar por el método de elementos finitos.

Análisis Dinámico Espectral

Se consideró:

- Para cada eje de análisis, se tomó en cuenta el número de modos vibratorios que comprendían como mínimo el 90% de la masa participante de la estructura.
- Se realizó la superposición modal espectral mediante el método de Combinación Cuadrática Completa (CQC), con una razón de amortiguamiento uniforme para todos los modos de vibrar del 5%.
- Para la reducción de respuesta elástica de los parámetros de diseño se aplicó el capítulo 6.11.5.4 (CPE INEN 5, Part. 1, 2001), el cual estipula que esta reducción debe ser con respecto al corte basal de diseño, el que no será inferior al calculado de acuerdo a la sección de este código.
- De obtenerse una estructura acoplada, esto es, si el corte basal indirecto es superior al 20% del corte directo, los valores de

diseño considerarían como efecto sísmico el 100% del efecto de la dirección de análisis más el 30% del efecto de la otra dirección.

Análisis Estático

Se consideró:

- El cortante basal máximo de diseño se calculó mediante el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC) vigente para estructuras de hormigón armado de ocupación especial, la aceleración máxima esperada (z_g) se determinó según el mapa de peligro sísmico del CEC.
- Se consideró como torsión accidental al desplazar el punto de aplicación de carga lateral o centro de masa desplazado en cada estación y generar una excentricidad de por lo menos 5% respecto del centro de rigideces.

A continuación en la figura 5.8 se observa el espectro sísmico elástico, que representa el sismo de diseño.

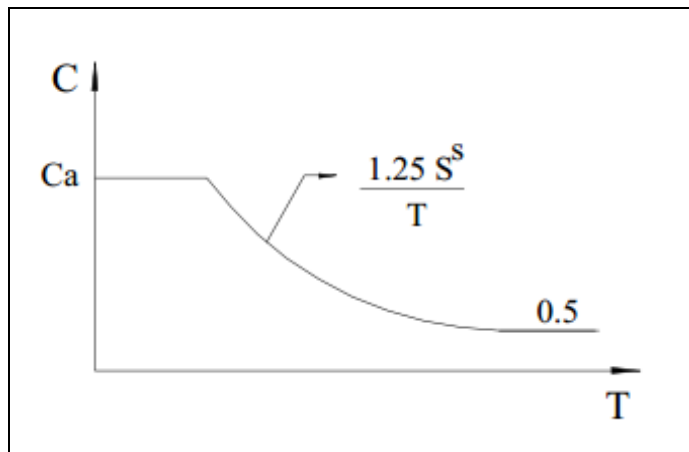


Figura 5.8. Espectro sísmico elástico.

En la tabla X y figura 5.9 se muestran las aceleraciones horizontales máximas del suelo, según los resultados del análisis probabilístico de riesgo sísmico (PSHA), basado en el método de Cornell, en el cual se estiman aceleraciones máximas horizontales del suelo (PGA) en roca para tres diferentes probabilidades de ocurrencia: 50%, 10%, 2% de excedencia en 50 años y periodos de retorno de 72, 475, 2475 años, respectivamente, y ellos corresponden a terremoto básico operativo (OBE), máximo terremoto de diseño (MDE), máximo terremoto creíble (MCE) por la regulación 1110-2-1806 Departamento de la Armada de los Estados Unidos, Corporación de Ingenieros de la Armada.

SISMO	PROPABILIDAD DE EXCEDENCIA EN 50 AÑOS	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	PGA [g]
OBE	50%	72	0.21
MDE	10%	475	0.46
MCE	2%	2475	0.88

Tabla X. Criterio sismo de diseño.

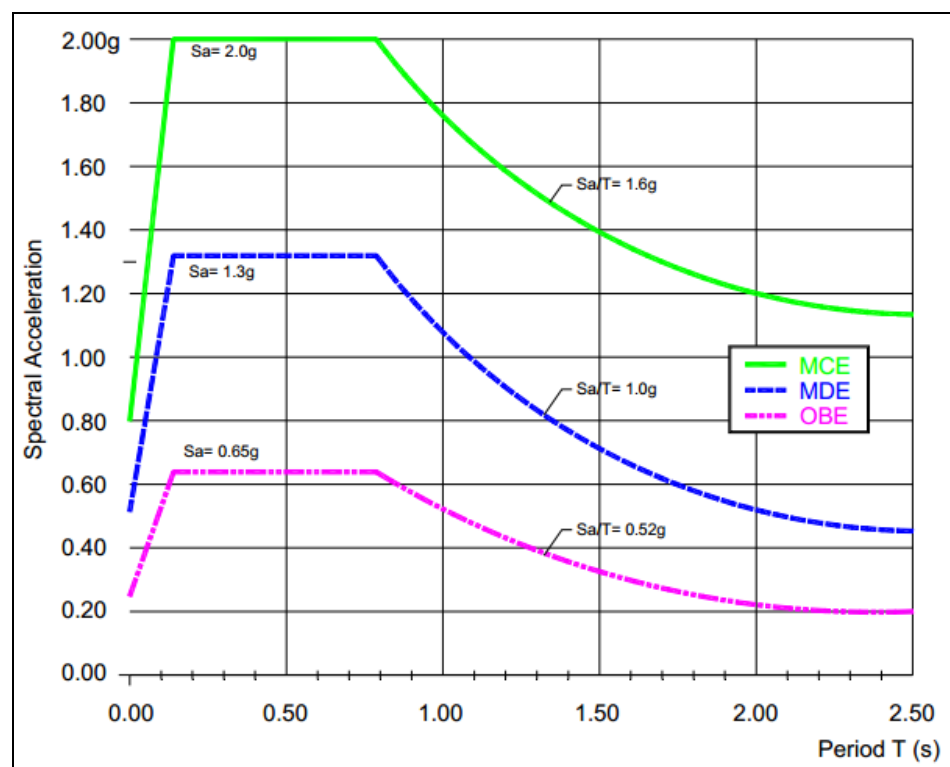


Figura 5.9. Espectros de respuesta elástica.

5.5.3. CARGAS DE DISEÑO

- **Carga muerta y permanente:** El tanque de recepción de agua potable, mostrado en la figura 5.10, tiene un peso de 5000 kg y la cantidad máxima de fluido que podrá almacenar dicho tanque

será de 12000 galones (45600 litros), lo que equivale a una carga total de 51 toneladas.

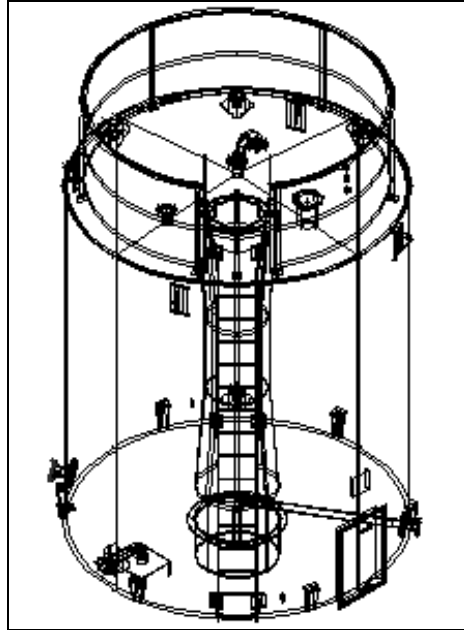


Figura 5.10. Tanque de almacenamiento de agua potable con capacidad de 12000 galones.

- **Carga viva:** Esta carga se debe a la operación y uso de la construcción y todo aquello que no posee una posición fija y definitiva en la misma.

De acuerdo con el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC), la carga viva mínima para esta estructura es de 500 kg/m^2 .

- **Carga de viento:** Se origina por la acción del viento sobre la estructura es considerada como carga uniformemente distribuida

de empuje o de succión en dirección perpendicular a la superficie sobre la cual actúen.

El valor de la velocidad del viento para el diseño, es el máximo esperado para la zona:

$$v = 70 \text{ mph} = 112 \text{ km/h} = 31.11 \text{ m/s}$$

Según el código UBC-97, la presión básica del viento considerada es:

$$q_o = 0.06371 * 31.112 = 62 \text{ kg/m}^2$$

- **Carga sísmica:** Según con el CEC-2001, la fuerza cortante basal de diseño se calcula considerando los siguientes parámetros:

- Factor de zona sísmica V : $Z = 0.40$
- Factor de Importancia: $I = 1.5$
- Perfil de suelo tipo S3: coeficiente de suelo: $S = 1.5$
- Coeficiente sísmico máximo: $C_m = 2.8$

- Coeficiente de reducción de respuesta estructural: $R = 5$
- Coeficiente de configuración estructural en planta: $\Phi_P = 1.0$
- Coeficiente de configuración estructural en elevación: $\Phi_E = 1.0$

Según CEC – 2000, el cálculo sísmico estático de las fuerzas se realiza de la siguiente manera:

Cortante Basal de Diseño:

$$V = \frac{ZIC}{R\Phi_P\Phi_E} W$$

$$C = \frac{1.25 S^S}{T}$$

$$C \geq 0.50 ; C \leq C_m$$

a) Periodo de vibración (T):

$$T = Ct hn^{0.75}$$

$$hn = 5 \text{ m.}$$

$C_t = 0.08$ (Pórticos espaciales de Hormigón)

$$T = 0.267 \text{ seg.}$$

b) Coeficientes del suelo (S y C_m):

El tanque se encuentra en Guayaquil y por el sector de ubicación del edificio, se puede elegir como perfil el tipo de *suelos intermedios*, a los que corresponde:

$$\begin{array}{l} S = 1.5 \\ S3: \\ C_m = 2.8 \end{array}$$

c) Factor de zona (Z):

Este factor se obtiene en función a la zona sísmica V, donde se encuentra la ciudad de Guayaquil, por lo cual el valor es:

$$Z = 0.40$$

d) Coeficiente de Tipo de Uso o importancia (I):

Debido a que la estructura es utilizada para depósito de agua potable, entra en la categoría de “Edificaciones esenciales”, teniendo como coeficiente:

$$I = 1.5$$

e) Coeficiente de Reducción de respuesta estructural:

Debido a que se trata de un sistema aporticado especial sismo resistente de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado, el coeficiente es:

$$R = 5$$

f) Coeficiente de configuración en planta y elevación (Φ_E y Φ_P):

Se puede apreciar para Φ_P que los ejes estructurales no son simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura, por lo que tenemos:

$$\Phi_P = 1$$

$$\Phi_E = 1$$

Se obtiene:

$$C = \frac{1.25 S^S}{T} = \frac{1.25 (1.5)^{1.5}}{0.267} = 8.6$$

Dado que $0.5 \leq C \leq C_m$, es decir, $0.5 \leq 8.6 \leq 2.8$, tenemos que

$$C = 2.8.$$

$$V = \frac{ZIC}{R\Phi_p\Phi_E} W = \frac{(0.40)(1.5)(2.8)}{(5)(1)(1)} W = 0.34 W$$

5.5.4. COMBINACIONES DE CARGA

A continuación se detallan las combinaciones de carga proporcionadas por la ACI 318 – 18 que se consideraron para el diseño de Hormigón Armado:

- 1) $1.40 * (D + F)$
- 2) $1.20 (D + F + T) + 1.60 (L + H) + 0.50 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$
- 3) $1.20 D + 1.60 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R) + (L \text{ ó } 0.80 W)$
- 4) $1.20 D + 1.60 W + L + 0.50 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$
- 5) $1.20 D + E + L \text{ ó } 0.20 S$
- 6) $0.90 D + 1.60 W \text{ ó } 1.60 H$
- 7) $0.90 D - (1 \text{ ó } 1.40) E + 1.60 H$

Donde:

D: Carga Muerta.

L: Carga Viva.

W: Cargas debida a la presión del viento.

E: Carga Sísmica.

F: Carga debida a fluidos.

H: Carga debida a la presión lateral del suelo y del agua del suelo.

T: Fuerza y efectos de auto deformación que resultan de la contracción o expansión, debidos a los cambios de temperatura.

Para determinar de una manera más exacta los esfuerzos encontrados en los elementos de la estructura, se utilizó un software de análisis y diseño estructural (SAP 2000) junto con las combinaciones de carga descritas anteriormente, los resultados obtenidos se encuentran detallados en el Anexo F.

5.5.5. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PILOTE Y LOSA

Se determinó utilizar pilotes de hormigón armado prefabricados, cuya elaboración respete los estándares de calidad, para lo cual se

subcontrató a la empresa Ditelme; siendo esta la alternativa más factible y económica para la realización del proyecto.

Las dimensiones y figurado de hierro en los que se basó la elaboración de los pilotes, se detalla en el diseño estructural que se muestra a continuación en la figura 5.11, donde se puede observar la sección de la cabeza del pilote, conformada por 12 varillas con diámetro (Φ) de 16 mm., 4 varillas con Φ de 14 mm. y estribos con Φ de 8 mm. separados cada 75 mm. De igual manera, se observa la parte central del pilote con 12 varillas con Φ de 16 mm. y estribos con Φ de 8mm. separados cada 150 mm. Se consideró que el traslape mínimo sea 60 veces el diámetro (Φ) de la varilla. Finalmente, tenemos el detalle de la punta del pilote que es igual a la cabeza del mismo, estas dos secciones son más reforzadas ya que son las más críticas de la estructura.

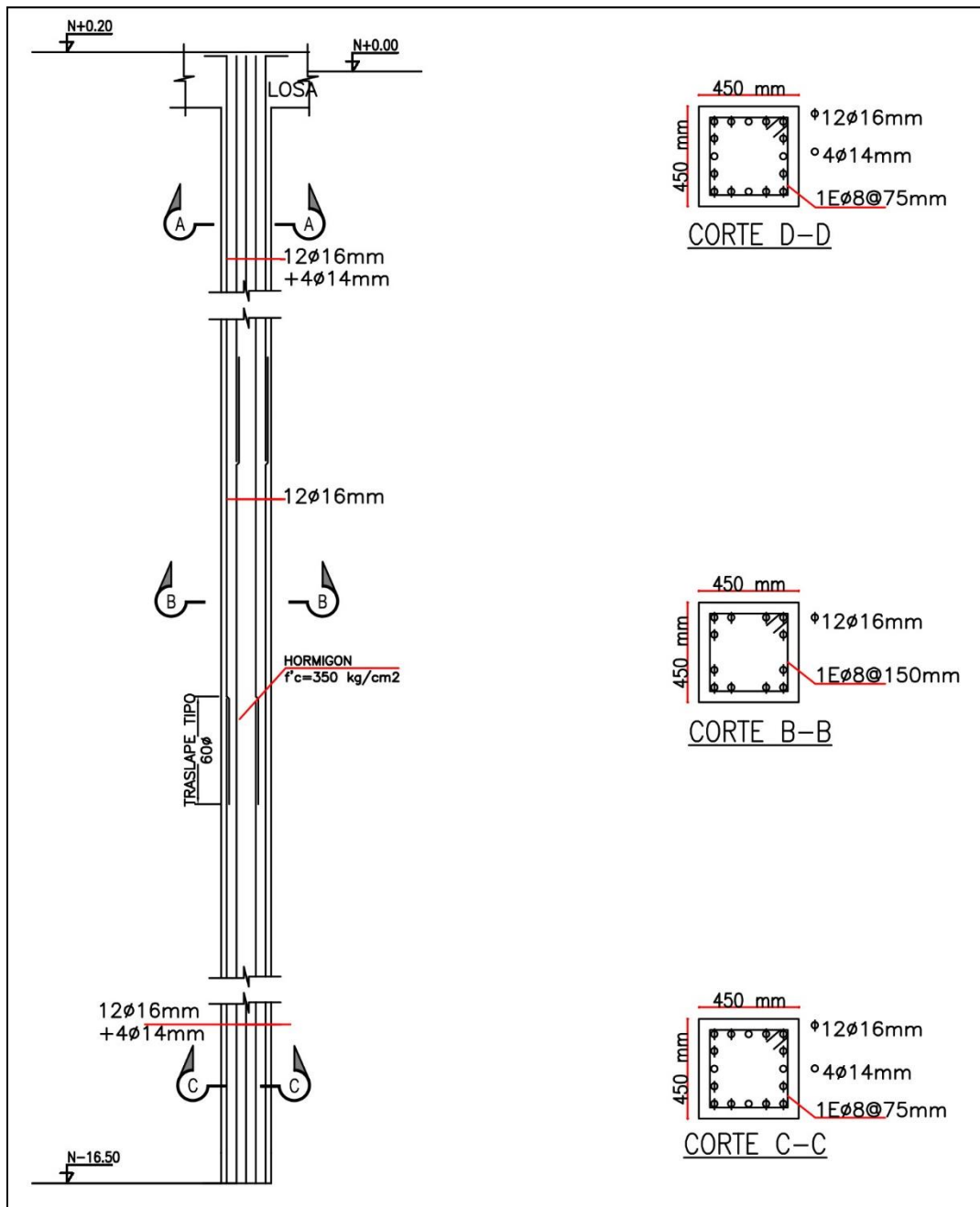


Figura 5.11. Diseño estructural del pilote.

En la siguiente figura 5.12, se muestra el diseño estructural de la losa de la cimentación, el cual cuenta con una vista en planta donde se puede apreciar la distribución de los 6 pilotes hincados, y con una

vista en corte (A) donde se puede observar la altura de la losa (h) de 60 cm. y los refuerzos superiores e inferiores tipo C, con diámetro (Φ) de 16mm., que se encuentran separados cada 20 cm. de forma longitudinal como transversal.

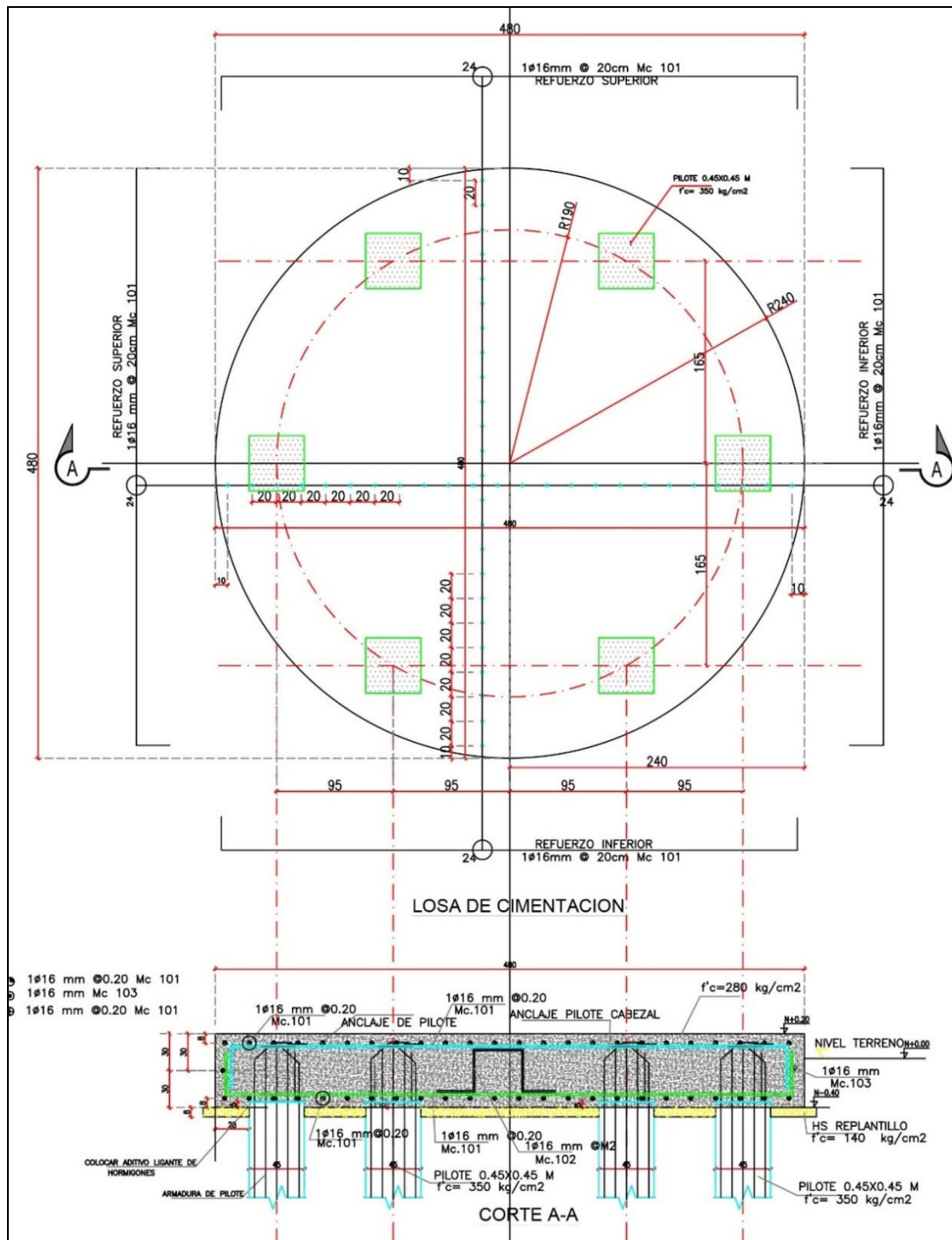


Figura 5.12. Diseño estructural de la losa.

5.6. CONSTRUCCIÓN

5.6.1. FLUJOGRAMA DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

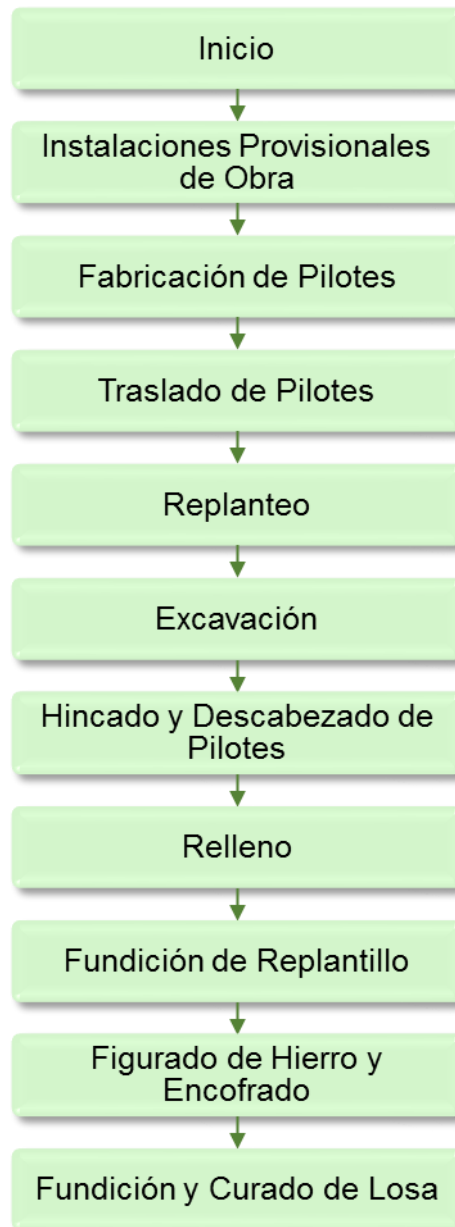


Figura 5.13. Flujograma del proceso constructivo.

En la figura 5.13 se muestra el flujo del proceso constructivo que se llevó a cabo para la implementación de la cimentación, el cual se describirá detalladamente en este capítulo.

5.6.2. ACTIVIDAD 1: INSTALACIONES PROVISIONALES DE OBRA

Antes de comenzar una obra, es necesario que la empresa que desarrollará el proyecto acondicione un campamento donde se realizará trabajo de oficina y se recibirá al fiscalizador, por este motivo Amaenergy S.A. adecuó 2 oficinas, como se muestra en la figura 5.14, 1 baño para los obreros y otro para el personal administrativo de la obra, 1 depósito de almacenamiento de herramientas y una caseta para el guardia que vigilará las 24 horas la integridad y seguridad del área donde se efectuará la construcción.



Figura 5.14. Instalaciones provisionales de obra.

5.6.3. ACTIVIDAD 2: FABRICACIÓN DE PILOTES

Los pilotes de hormigón armado fueron fabricados por la empresa Ditelme, como se muestra en la figura 5.15, con materiales que alcancen las exigencias y requerimientos de las especificaciones generales para la construcción del Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO) estipulados para áridos y cementos.

El hormigón de estos pilotes se vació en encofrados metálicos, lisos e impermeables que permitieron nivelarlo y compactarlo, los cuales fueron colocados de una forma tal que evite la deformación del pilote a la hora de fundir y curarlo.

Estos pilotes fueron fundidos de forma continua y compactados por el método de vibración y no se movieron del sitio de fabricación, hasta que los resultados de la resistencia a la compresión simple lograron un 100% de la resistencia requerida a los 28 días.



Figura 5.15. Pilotes prefabricados por la empresa Ditelme.

5.6.4. ACTIVIDAD 3: TRASLADO DE PILOTES

Ditelme, empresa encargada de la fabricación de los pilotes, se encuentra ubicada en el kilómetro 19 vía a la Costa, a 16 Km de la Terminal de Productos Limpios de la Estación Tres Bocas, por lo que fue necesario contratar una plataforma, para trasladarlos. Debido a que cada pilote tiene un peso aproximado de 3 toneladas, la capacidad de la plataforma contratada fue de 25 toneladas, la cual se observa en la figura 5.16. El traslado de los pilotes se realizó a las 5 de la mañana para evitar la congestión de vehículos.



Figura 5.16. Plataforma de traslado de pilotes.

5.6.5. ACTIVIDAD 4: REPLANTEO

En esta etapa del proceso constructivo se delimitó el perímetro donde se implementó la cimentación, con un radio alrededor de 3.5 m., y se realizó la identificación y señalización del área donde se hincará cada pilote, según el diseño definido previamente, utilizando el equipo de precisión estación total, para así facilitar los trabajos de pilotaje y apuntalamiento de encofrado.

5.6.6. ACTIVIDAD 5: EXCAVACIÓN

Luego de definir y señalar nuestra área de trabajo, se procedió a preparar el terreno de construcción, retirando la capa de rodadura⁵, mediante el uso de herramientas menores. Después se procedió a remover la capa de arena y relleno, alrededor de 1.20 m. de profundidad, mediante el uso de una retroexcavadora, donde se encontrará la losa de la cimentación del tanque de 12000 galones.

5.6.7. ACTIVIDAD 6: HINCADO Y DESCABEZADO DE PILOTES

Los dos equipos esenciales utilizados para realizar el proceso de hincado de pilotes fueron la grúa móvil, con capacidad máxima de 35 toneladas, y el martillo a diésel.

Una vez realizado el replanteo de la ubicación de los pilotes, se procedió a colocar una camisa recuperable de 6 mm. de espesor, 6 m. de longitud y un diámetro de 0.50 m., para realizar la perforación del agujero donde se ubicará cada pilote, como se muestra en las figuras 5.17, 5.18 y 5.19.

⁵ **Capa de rodadura:** es la última capa que se aplica al terreno, por donde circulará el tráfico.



Figura 5.17. Colocación de la camisa recuperable.



Figura 5.18. Fiscalizador en el proceso de colocación de la camisa recuperable.



Figura 5.19. Perforación del agujero del pilote.

Luego de las 6 perforaciones, se continuó con el izado de los pilotes evitando realizar malas maniobras que puedan afectar la integridad de los mismos, ya que una fisura expondría al hierro a agentes corrosivos y por ende provocaría que el pilote sea descalificado por

el fiscalizador. El pilote es izado con la grúa móvil de forma vertical y colocado en el agujero respectivo, de tal manera que quede a 90° del terreno, como se observa en las figuras 5.20, 5.21 y 5.22.



Figura 5.20. Izado del pilote.



Figura 5.21. Colocación del pilote.



Figura 5.22. Yo en el proceso de hincado de los pilotes.

Posteriormente, se colocó una almohadilla de madera dura en el martillo a diésel, debajo del bloque de impacto, para que proteja la cabeza del pilote de los golpes que sufrirá. Luego de esto, se izó y

colocó el martillo sobre el pilote y se procedió a realizar el hincado hasta la profundidad óptima que es alrededor de 16 m, como se muestra en la figura 5.23.



Figura 5.23. Martillo a diésel para hincado de pilotes.

Después de hincar el pilote, se prosiguió con el descabezado, en el cual se retira el hormigón de la cabeza del pilote, ya que debido al impacto del martillo, baja la calidad de las propiedades físicas del hormigón. Este procedimiento se realizó utilizando un martillo hidráulico, la longitud del descabezado fue de 60 cm., dejando descubierta la armadura de hierro. Todo este proceso, detallado anteriormente, se realizó por cada pilote.

5.6.8. ACTIVIDAD 7: RELLENO

Ya hincados y descabezados todos los pilotes, se procedió a colocar un material de mejoramiento del suelo, debidamente seleccionado y aprobado por fiscalización, para nivelar y compactar la superficie donde se fundirá el replantillo. Este material fue hidratado y compactado mediante el uso de un compactador de placa vibratoria.

5.6.9. ACTIVIDAD 8: FUNDICIÓN DE REPLANTILLO

En este paso se realizó la compactación del suelo y se colocó un hormigón simple de resistencia a la compresión ($f'c$) de 140 kg/cm², de espesor de 5 cm., conocido como replantillo, para evitar la contaminación del concreto que se usará para fundir la losa.

El hormigón fue elaborado mediante una concreteira, utilizando una dosificación de 4 carretillas de piedras, 2 carretillas y media de arena

y un saco de 50 kg. de cemento. Este replantillo sirvió como soporte para la armadura de hierro de nuestra losa de cimentación.

5.6.10. ACTIVIDAD 9: FIGURADO DE HIERRO Y ENCOFRADO

Para realizar el figurado de hierro se utilizó un tipo de varilla corrugada de diámetro de 16 mm. y esfuerzo a la fluencia (F_y) de 4200 kg/cm^2 , con el cual se elaboró la armadura de la losa, en forma circular, con radio de 2.30 m. Estas varillas o acero de refuerzo, se colocaron horizontalmente, de manera longitudinal y transversal, con una separación de 20 cm., formando dos mallas, ubicadas una encima de la otra y separadas 44 cm., como se muestra en la figura 5.24, se utilizó alambre recocado #18 para el amarre de estas varillas.



Figura 5.24. Figurado de hierro.

Luego de elaborada la armadura de hierro, se la colocó sobre el replantillo fundido previamente, dejando una separación de 5 cm. mediante el uso de galletas de hormigón simple y así garantizar que toda la armadura tenga un recubrimiento adecuado.

Una vez colocado el figurado de hierro, se procedió con el encofrado, que se muestra en la figura 5.25, basado en planchas de plywood de 8 mm. de espesor, 2 m. de largo y 60 cm. de ancho, colocadas de manera continua, formando un círculo alrededor de la armadura, para

moldear el hormigón con el que fue construida la losa de la cimentación.

Por último, se colocaron cuartones cada 30 cm. en la parte exterior del círculo, debido a la presión que el hormigón ejerce sobre las planchas de plywood, creando un apuntalamiento que lo refuerce temporalmente durante la fundición.



Figura 5.25. Encofrado.

5.6.11. ACTIVIDAD 10: FUNDICIÓN Y CURADO DE LOSA

Para el proceso de fundición de la losa, de diámetro de 4.80 m. y 60 cm. de espesor, se utilizó hormigón suministrado por la empresa Holcim Ecuador S.A., con un esfuerzo a la compresión ($f'c$) de 280 kg/cm², un revenimiento de 13 cm y piedras de 19 mm., conforme a las dimensiones de la losa se necesitaron 11 m³ de concreto, los cuales fueron vaciados desde el mixer directamente, como se puede observar en la figura 5.26.



Figura 5.26. Mixer de Holcim Ecuador S.A. vaciando el hormigón directamente.

Durante el vaciado, como se muestra en la figura 5.27, se utilizó un vibrador mecánico para realizar el vibrado de las partículas de concreto, reduciendo la fricción entre ellas, y así provocar que el hormigón sea más fluido para un mejor acabado.



Figura 5.27. Vibrado de las partículas de concreto durante el vaciado.

Una vez finalizado el vaciado del hormigón, se realizó el paleteado del mismo, que consiste en pasar una regla enrasando la superficie del concreto, logrando nivelar uniformemente la losa.

Para efectuar el control de calidad del concreto se tomaron 6 muestras de hormigón, las cuales se colocaron en probetas, mostradas en la figura 5.28, utilizadas para las pruebas de resistencia a la compresión.



Figura 5.28. Probetas de hormigón para pruebas de resistencia a la compresión.

Ya fundida la losa, se colocó una cama de arena, que fue hidratada con agua y sobre la cual se colocaron sacos de yute para evitar la evaporación, lo que se conoce como proceso de curado, que debe ser repetido durante 14 días como mínimo, hidratando, con abundante agua potable, la losa por lo menos una vez al día.

Finalizado el proceso de construcción, se procedió a instalar el tanque de capacidad de 12000 galones, que servirá como reservorio de agua potable y mantendrá presurizado el sistema contra incendio en la Estación Tres Bocas, como se muestra en la figura 5.29.



Figura 5.29. Tanque de 12000 galones sobre la cimentación construida.

CAPÍTULO 6

RECURSO HUMANO Y PRESUPUESTO

6.1. TALENTO HUMANO

Para la realización de este proyecto, fue necesario contar con un personal capacitado y calificado para ejercer eficientemente el cargo asignado, cumpliendo con responsabilidad las tareas encomendadas y que aporte de una manera positiva con sus conocimientos y habilidades para alcanzar los objetivos propuestos.

El personal involucrado en este proyecto se detalla a continuación, en la figura 6.1, donde se encuentra un organigrama que muestra la jerarquía del grupo de talento humano con el que se trabajó.

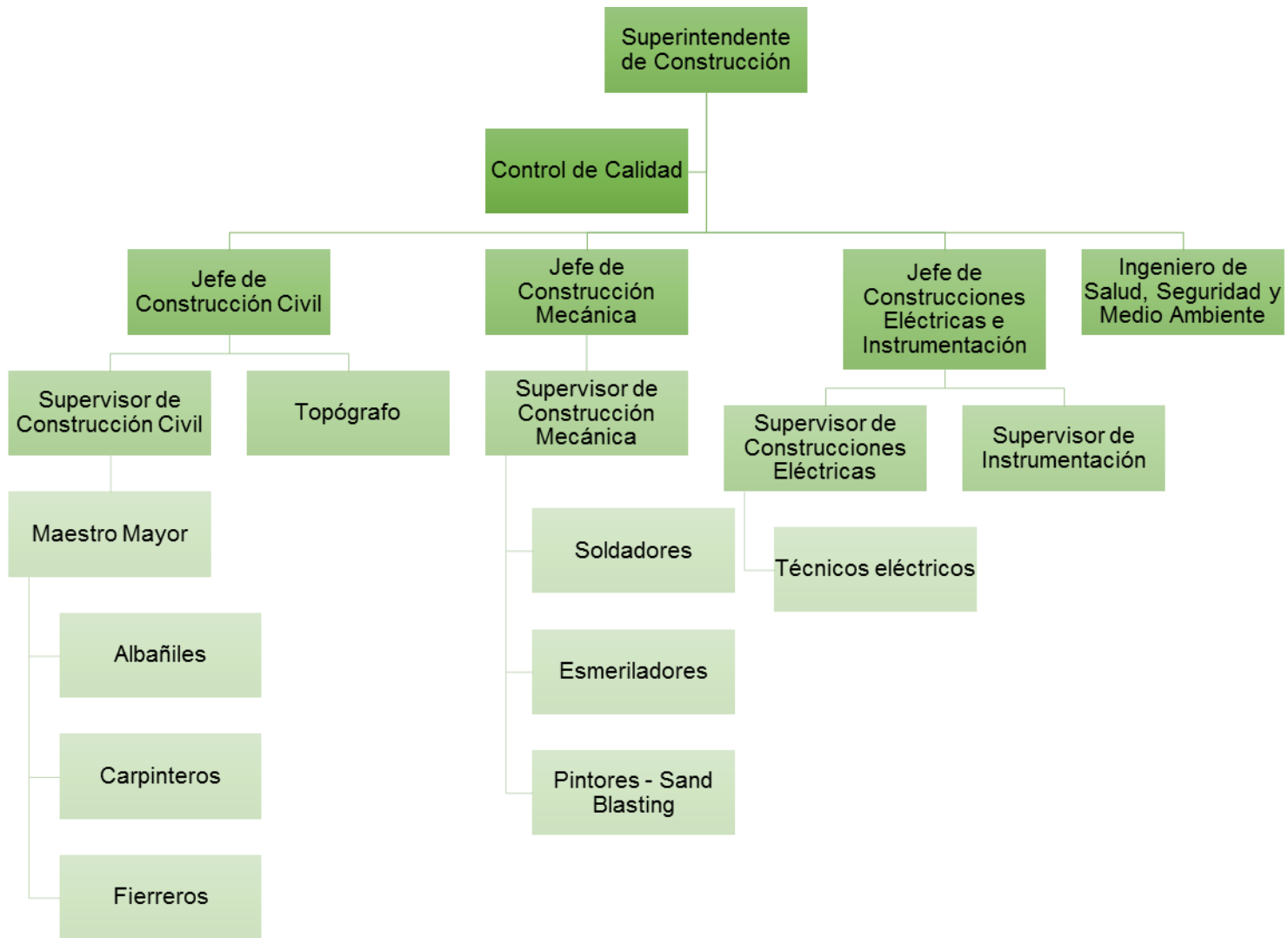


Figura 6.1. Organigrama del grupo de talento humano involucrado en el proyecto.

En la punta del organigrama tenemos al superintendente de construcción, debido a que representa a la empresa contratista, en este caso, Amaenergy S.A., el cual estuvo encargado de supervisar al personal subordinado.

Luego tenemos al grupo encargado del control de calidad, que se encargó de velar por el cumplimiento de normas, estándares y especificaciones de todos los materiales, equipos y procesos constructivos de la obra.

Debajo del superintendente, se encuentra el personal de trabajo de construcción civil, el cual se encargó del desarrollo e implementación de la cimentación del tanque, proceso en el que está enfocado este proyecto de tesis. También tenemos al grupo de construcción mecánica, encargado de la construcción del tanque de capacidad de 12000 galones. Además del grupo de construcciones eléctricas e instrumentación, que se preocupó por suministrar energía a las bombas y dispositivos electrónicos del sistema contra incendio. Y por último tenemos al personal encargado de garantizar la salud, seguridad y cuidado del medio ambiente durante el desarrollo del proyecto.

6.2. PRESUPUESTO DE OBRA

A continuación se detalla en la tabla XI el presupuesto referencial de los trabajos civiles desarrollados para la implementación de la cimentación. Además se incluyen los análisis de precios unitarios de cada uno de los rubros establecidos, a partir de la tabla XII hasta la XXI.

PRESUPUESTO REFERENCIAL					
FORMULARIO 2A.1 OBRAS CIVILES					
"ANÁLISIS E IMPLEMENTACIÓN DE LA CIMENTACIÓN DEL TANQUE DE 12000 GALONES DEL SISTEMA CONTRA INCENDIO DE LA ESTACIÓN DE BOMBEO TRES BOCAS"					
ÍTEM	DESCRIPCIÓN	CANT.	UNIDADES	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
	CIMENTACIÓN				
1	ESTUDIO GEOTÉCNICO	31,50	ml	\$ 78,98	\$ 2.487,87
2	SUMINISTRO, HINCADO DE PILOTES DE HA DE 45 x 45 cm., 16,5 m., f'c= 350 kg/cm ²	99,00	ml	\$ 401,91	\$ 39.789,09
3	DESCABEZADO	6,00	U	\$ 112,20	\$ 673,20
4	REPLANTEO	40,00	m ²	\$ 7,71	\$ 308,40
5	EXCAVACIÓN	39,00	m ³	\$ 24,16	\$ 942,24
6	RELLENO	19,50	m ³	\$ 24,16	\$ 471,12
7	REPLANTILLO e= 5 cm., f'c= 140kg/cm ²	19,63	m ²	\$ 19,54	\$ 383,57
8	ACERO REFUERZO Fy= 4200 kg/cm ² (SUMINISTRO, CORTE E INSTALADO)	873,00	kg	\$ 2,49	\$ 2.171,15
9	HORMIGON f'c= 280 kg/cm ² (Incluye encofrado)	10,86	m ³	\$ 318,90	\$ 3.463,25
10	PAVIMENTO ARTICULADO (adoquín)	32,15	m ²	\$ 62,74	\$ 2.017,20
SUBTOTAL OBRA CIVIL					\$ 52.707,10

Tabla XI. Presupuesto referencial de obras civiles.

RUBRO:	1			UNIDAD:	ml
DETALLE:	ESTUDIO GEOTÉCNICO				
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Equipo muestreo	1	\$ 15,00	\$ 15,00	1,00	\$ 15,00
Equipo de perforación	1	\$ 16,25	\$ 16,25	1,00	\$ 16,25
SUBTOTAL M					\$ 31,25
MANO DE BRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Ing. Geotécnico	1	\$ 5,42	\$ 5,42	1,00	\$ 5,42
Ayudante	2	\$ 2,08	\$ 4,16	1,00	\$ 4,16
Laboratorista	1	\$ 5,42	\$ 5,42	1,00	\$ 5,42
Chofer	1	\$ 2,50	\$ 2,50	1,00	\$ 2,50
SUBTOTAL N					\$ 17,50
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
SUBTOTAL O					
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
Camioneta	U	1	\$ 12,00	\$ 12,00	
SUBTOTAL P					\$ 12,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 60,75
INDIRECTOS Y UTILIDADES				25,00%	\$ 15,19
OTROS INDIRECTOS				5,00%	\$ 3,04
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 78,98
VALOR OFERTADO					\$ 78,98

Tabla XII. Análisis de precios unitarios del rubro 1.

RUBRO:	2			UNIDAD:	ml
DETALLE:	SUMINISTRO, HINCADO DE PILOTES DE HA DE 45 x 45 cm., 16,5 m., f'c= 350 kg/cm ²				
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Grúa 60 ton	1	\$ 80,00	\$ 80,00	1,00	\$ 80,00
Plataforma	1	\$ 45,00	\$ 45,00	1,00	\$ 45,00
Martillo de hincado 12 ton.	1	\$ 50,00	\$ 50,00	1,00	\$ 50,00
SUBTOTAL M					\$125,00
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Ing. Civil	1	\$ 5,42	\$ 5,42	1,00	\$ 5,42
Ayudante	3	\$ 2,08	\$ 6,24	1,00	\$ 6,24
Operador de grúa	1	\$ 5,00	\$ 5,00	1,00	\$ 5,00
Chofer	2	\$ 2,50	\$ 2,50	1,00	\$ 2,50
SUBTOTAL N					\$ 19,16
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Pilote de 45x45 de f'c= 350kg/cm ²	ml	1	\$ 156,00	\$156,00	
SUBTOTAL O					\$156,00
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
Cama Baja	U	1	\$ 9,00	\$ 9,00	
SUBTOTAL P					\$ 9,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$309,16
INDIRECTOS Y UTILIDADES				25,00%	\$ 77,29
OTROS INDIRECTOS				5,00%	\$ 15,46
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$401,91
VALOR OFERTADO					\$401,91

Tabla XIII. Análisis de precios unitarios del rubro 2.

RUBRO:	3			UNIDAD:	U
DETALLE:	DESCABEZADO				
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Martillo hidráulico	1	\$ 20,00	\$ 20,00	3,00	\$ 60,00
Herramientas menores 5% (M.O.)	1				\$ 0,32
SUBTOTAL M					\$ 60,32
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Maestro	1	\$ 4,50	\$ 4,50	3,00	\$ 13,50
Ayudante	2	\$ 2,08	\$ 4,16	3,00	\$ 12,48
SUBTOTAL N					\$ 25,98
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
SUBTOTAL O					
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 86,30
INDIRECTOS Y UTILIDADES				25,00%	\$ 21,58
OTROS INDIRECTOS				5,00%	\$ 4,32
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$112,20
VALOR OFERTADO					\$112,20

Tabla XIV. Análisis de precios unitarios del rubro 3.

RUBRO:	4			UNIDAD:	m ²
DETALLE:	REPLANTEO				
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Estación Total	1	\$ 2,50	\$ 2,50	0,25	\$ 0,63
Herramientas menores 5% (M.O.)	1				\$ 0,14
SUBTOTAL M					\$ 0,77
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Topógrafo	1	\$ 4,50	\$ 4,50	0,25	\$ 1,13
Cadenero	2	\$ 2,08	\$ 4,16	0,25	\$ 1,04
SUBTOTAL N					\$ 2,17
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
SUBTOTAL O					
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
Camioneta	U	0,25	\$ 12,00	\$ 3,00	
SUBTOTAL P					\$ 3,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 5,93
INDIRECTOS Y UTILIDADES				25,00%	\$ 1,48
OTROS INDIRECTOS				5,00%	\$ 0,30
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 7,71
VALOR OFERTADO					\$ 7,71

Tabla XV. Análisis de precios unitarios del rubro 4.

RUBRO:	5			UNIDAD:	m ³
DETALLE:	EXCAVACIÓN Y DESALOJO				
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Retroexcavadora	1	\$ 25,00	\$ 25,00	0,15	\$ 3,75
Volqueta	1	\$ 20,00	\$ 20,00	0,15	\$ 3,00
SUBTOTAL M					\$ 6,75
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Operador retro	1	\$ 5,00	\$ 5,00	1,00	\$ 5,00
Maestro	0,5	\$ 4,50	\$ 2,25	1,00	\$ 2,25
Ayudante	1	\$ 2,08	\$ 2,08	1,00	\$ 2,08
Chofer	1	\$ 2,50	\$ 2,50	1,00	\$ 2,50
SUBTOTAL N					\$ 11,83
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
SUBTOTAL O					
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 18,58
INDIRECTOS Y UTILIDADES				25,00%	\$ 4,65
OTROS INDIRECTOS				5,00%	\$ 0,93
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 24,16
VALOR OFERTADO					\$ 24,16

Tabla XVI. Análisis de precios unitarios del rubro 5.

RUBRO:	6			UNIDAD:	m ³
DETALLE:	RELLENO				
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Compactador	1	\$ 3,75	\$ 3,75	1,00	\$ 3,75
Volqueta	1	\$ 20,00	\$ 20,00	0,15	\$ 3,00
<i>SUBTOTAL M</i>					\$ 6,75
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Maestro	0,5	\$ 4,50	\$ 2,25	1,00	\$ 2,25
Ayudante	1	\$ 2,08	\$ 2,08	1,00	\$ 2,08
Chofer	1	\$ 2,50	\$ 2,50	1,00	\$ 2,50
<i>SUBTOTAL N</i>					\$ 6,83
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Material Importado	U	1	\$ 5,00	\$ 5,00	
<i>SUBTOTAL O</i>					\$ 5,00
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
<i>SUBTOTAL P</i>					
<i>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</i>					\$ 18,58
<i>INDIRECTOS Y UTILIDADES</i>				25,00%	\$ 4,65
<i>OTROS INDIRECTOS</i>				5,00%	\$ 0,93
<i>COSTO TOTAL DEL RUBRO</i>					\$ 24,16
<i>VALOR OFERTADO</i>					\$ 24,16

Tabla XVII. Análisis de precios unitarios del rubro 6.

RUBRO:	7			UNIDAD:	m ²
DETALLE:	REPLANTILLO e= 5 cm., f'c= 140kg/cm ²				
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Herramientas menores 5% (M.O.)	1				\$ 0,45
SUBTOTAL M					\$ 0,45
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Maestro	1	\$ 4,50	\$ 4,50	1,00	\$ 4,50
Ayudante	1	\$ 2,08	\$ 2,08	1,00	\$ 2,08
Albañil	1	\$ 2,50	\$ 2,50	1,00	\$ 2,50
SUBTOTAL N					\$ 9,08
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Hormigón f'c= 140kg/cm ²	m ³	0,05	\$ 110,00	\$ 5,50	
SUBTOTAL O					\$ 5,50
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 15,03
INDIRECTOS Y UTILIDADES				25,00%	\$ 3,76
OTROS INDIRECTOS				5,00%	\$ 0,75
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 19,54
VALOR OFERTADO					\$ 19,54

Tabla XVIII. Análisis de precios unitarios del rubro 7.

RUBRO:	8			UNIDAD:	kg
DETALLE:	ACERO REFUERZO Fy= 4200 kg/cm ² (SUMINISTRO, CORTE E INSTALADO)				
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Herramientas menores 5% (M.O.)	1				\$ 0,03
SUBTOTAL M					\$ 0,03
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Fierrero	1	\$ 2,50	\$ 2,50	0,15	\$ 0,38
Ayudante	1	\$ 2,08	\$ 2,08	0,15	\$ 0,31
SUBTOTAL N					\$ 0,69
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
ACERO REFUERZO Fy= 4200 kg/cm ²	kg	1	\$ 1,19	\$ 1,19	
SUBTOTAL O					\$ 1,19
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 1,91
INDIRECTOS Y UTILIDADES				25,00%	\$ 0,48
OTROS INDIRECTOS				5,00%	\$ 0,10
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 2,49
VALOR OFERTADO					\$ 2,49

Tabla XIX. Análisis de precios unitarios del rubro 8.

RUBRO:	9			UNIDAD:	m ³
DETALLE:	HORMIGÓN f'c = 280 kg/cm ² (incluye encofrado)				
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Herramientas menores 5% (M.O.)	1				\$ 1,47
Vibrador	1	\$ 3,75	\$ 3,75	1,00	\$ 3,75
SUBTOTAL M					\$ 5,22
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Maestro	1	\$ 4,50	\$ 4,50	1,00	\$ 4,50
Ayudante	6	\$ 2,08	\$ 2,08	1,00	\$ 12,48
Albañil	3	\$ 2,50	\$ 2,50	1,00	\$ 7,50
Carpintero	2	\$ 2,50	\$ 2,50	1,00	\$ 5,00
SUBTOTAL N					\$ 29,48
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Hormigón f'c=280kg/cm ²	m ³	1	\$ 172,00	\$ 172,00	
Encofrado	glb	1	\$ 38,60	\$ 38,60	
SUBTOTAL O					\$ 210,60
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 245,30
INDIRECTOS Y UTILIDADES				25,00%	\$ 61,33
OTROS INDIRECTOS				5,00%	\$ 12,27
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 318,90
VALOR OFERTADO					\$ 318,90

Tabla XX. Análisis de precios unitarios del rubro 9.

RUBRO:	10			UNIDAD:	m ²
DETALLE:	PAVIMENTO ARTICULADO				
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Herramientas menores 5% (M.O.)	1				\$ 0,65
SUBTOTAL M					\$ 0,65
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Maestro	0,5	\$ 4,50	\$ 2,25	1,00	\$ 2,25
Ayudante	4	\$ 2,08	\$ 2,08	1,00	\$ 8,32
Albañil	1	\$ 2,50	\$ 2,50	1,00	\$ 2,50
SUBTOTAL N					\$ 13,07
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Adoquín e= 5cm f'c= 350 Kg/cm ²	m ²	1	\$ 34,00	\$ 34,00	
Arena	m ³	0,03	\$ 18,00	\$ 0,54	
SUBTOTAL O					\$ 34,54
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 48,26
INDIRECTOS Y UTILIDADES				25,00%	\$ 12,07
OTROS INDIRECTOS				5,00%	\$ 2,41
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 62,74
VALOR OFERTADO					\$ 62,74

Tabla XXI. Análisis de precios unitarios del rubro 10.

6.3. CRONOGRAMA

En la siguiente figura 6.2, se describe detalladamente el cronograma de fechas y actividades que se realizaron según la secuencia requerida para cumplir eficientemente los objetivos definidos inicialmente en el proyecto, incluyendo el Diagrama de Gantt, donde se indica la ruta crítica de la obra.

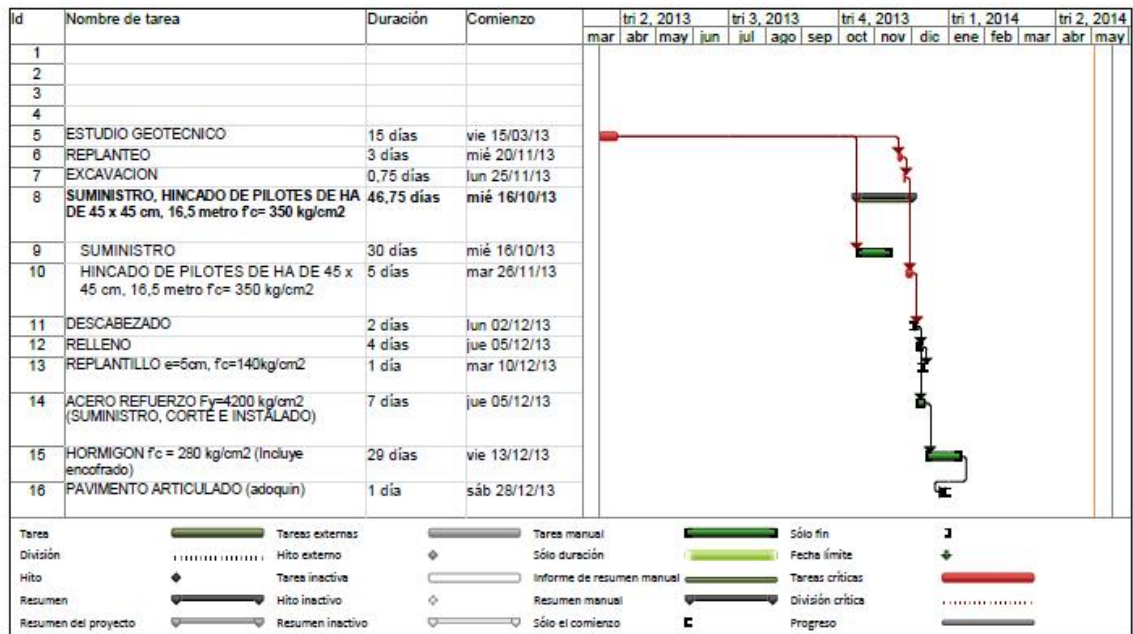


Figura 6.2. Cronograma.

CONCLUSIONES

- 1) Mediante una perforación y la prospección geofísica que emplea el método REMI, se pudo determinar el perfil geotécnico del terreno, que incluye la información necesaria para caracterizar los suelos que están bajo la cimentación.
- 2) A partir del estudio geotécnico y del análisis estructural, considerando además la capacidad admisible del pilote, se determinó la cantidad de pilotes a utilizar y el diseño de los mismos, ligados a la losa de la cimentación, por lo cual se prefabricaron 6 pilotes de longitud 16.5 m. y sección de 0.45 x 0.45 m, y se construyó una losa de 0.60 m y radio 2.40 m.
- 3) El diseño y construcción de la cimentación se rigió por los estándares de calidad establecidos bajo los códigos ACI, CEC, AISC y ASTM y las especificaciones previamente definidas, para lo cual se requirió de la

participación de una empresa fiscalizadora. Así se verificaron las resistencias especificadas de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ para la losa, y $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ para los pilotes, con acero de refuerzo $Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

- 4) El proyecto se finalizó con éxito y sin inconvenientes, gracias a que se contó con personal altamente calificado y debidamente equipado para todas las maniobras realizadas durante la obra, siguiendo los procedimientos de construcción y normas de seguridad establecidas en la Estación Tres Bocas.
- 5) Según la evaluación del impacto ambiental, se puede concluir que los beneficios que ofrece la implementación del proyecto prevalecen ante la ausencia o efectos negativos que éste pueda provocar, ya que la cimentación soportará el tanque que almacenará 12000 galones de agua potable y permitirá mantener presurizado el sistema contra incendios.
- 6) La implementación de la cimentación fue la idónea tanto en el aspecto técnico, ya que se realizó un estudio y análisis previo a la construcción, cumpliendo satisfactoriamente con lo solicitado por la empresa contratante; como en el aspecto económico, ya que se preservaron estándares de calidad y personal altamente capacitado para la elaboración de este proyecto, sin exceder el presupuesto referencial y optando por medidas económicas.

RECOMENDACIONES

- 1) Se recomienda considerar la alternativa de utilizar pilotes prefabricados para la construcción de cimentaciones profundas, debido a que es una opción que permite ahorrar tiempo y reducir gastos, obteniendo los mismos o mejores resultados que al utilizar pilotes prebarrenados.
- 2) Para proyectos localizados en zonas donde se manipulen materiales inflamables, tóxicos o radioactivos, se recomienda cumplir todas las normas de seguridad establecidas en el lugar y socializarlas con todo el personal involucrado por medio de charlas, preferiblemente diarias, para prevenir inconvenientes o accidentes.
- 3) Es recomendable contar con un cronograma valorado de todas las actividades a realizar durante el desarrollo de la obra, para así llevar un seguimiento y una mejor organización que permita cumplir y finalizar el proyecto en los tiempos establecidos inicialmente.

ANEXO A

PLANO TOPOGRÁFICO DE LA ESTACIÓN TRES BOCAS

ANEXO B

RESULTADOS DE ROTURA DE CILINDROS PARA LA LOSA DE CIMENTACIÓN

ANEXO C

RESULTADOS DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)

ANEXO D

RESULTADOS DEL ENSAYO DE CONTENIDO DE HUMEDAD Y DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA DE SUELOS

ANEXO E

DETERMINACIÓN DE LOS LÍMITES DE ATTERBERG

ANEXO F

RESULTADOS DE MODELACIÓN CON SOFTWARE SAP 2000

BIBLIOGRAFÍA

- (1) Steven Quesada, "Clasificación de un suelo según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)", Instituto Tecnológico de Costa Rica, Cartago, Costa Rica. [En línea]. Disponible:
<http://www.tec-digital.itcr.ac.cr/file/3255755/informe>.
- (2) N. Shariatmadari, A. Eslami y M. Karimpour-Fard, "Bearing Capacity Of Driven Piles In Sands From Spt–Applied To 60 Case Histories", Univ. de Shiraz, Shiraz, Irán, 2008.
- (3) M. Sherif Aggour y W. Rose Radding, "Standard Penetration Test (SPT) Correction", Dept. de Ingeniería Civil y Ambiental, Univ. de Meryland, College Park, Estados Unidos, Rep. SP007B48, Septiembre 2001. [En línea]. Disponible:
http://www.roads.maryland.gov/OPR_Research/MD-02-SP007B48-Standard-Penetration-Test-Correction-report.pdf.

- (4) Geofísica, Geodatos – Geofísica avanzada. [En línea]. Disponible:
<http://www.geodatos.cl/remi.php>.
- (5) Braja M. Das, “Cimentaciones con Pilotes” en *Principio de Ingeniería de Cimentaciones*, 5ª. Edición, Australia: Thomson/Brooks/Cole, 2004, cap.11, pp. 471 – 558.
- (6) Javier Montoya, Francisco Pinto (2010, Agosto), Cimentaciones, Univ. De Los Andes. [En línea]. Disponible:
<http://webdelprofesor.ula.ve/ingenieria/nbelandria/materias/geotecnia/Cimentaciones.pdf>.
- (7) Ingeniería Gráfica y Simulación, Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales, Univ. Politécnica de Madrid. [En línea]. Disponible:
http://ocw.upm.es/expresion-grafica-en-la-ingenieria/dibujo-de-construccion/contenidos/Dibujo_en_Construccion/cimentaciones_pilotaje_120307.pdf.
- (8) Geoestudios S.A., “Diseño de la Cimentación para un Tanque de Almacenamiento de 12000 Galones de la Terminal de Productos Limpios Tres Bocas”, Guayaquil, Ecuador, 2013.