

**UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO ANZOÁTEGUI
EXTENSIÓN CANTAURA
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE FUNDACIÓN PARA TORRES DE
FRACCIONAMIENTO EN REFINERÍA BARRANQUILLA,
COLOMBIA**

Realizado por:

Romanisio Rodríguez, José Andrés

Trabajo de grado presentado ante la Universidad de Oriente, como requisito
para optar al título de:

INGENIERO CIVIL

Cantaura, Agosto de 2016

**UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO ANZOÁTEGUI
EXTENSIÓN CANTAURA
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE FUNDACIÓN PARA TORRES DE
FRACCIONAMIENTO EN REFINERÍA BARRANQUILLA,
COLOMBIA**

Realizado por:

Romanisio Rodríguez, José Andrés

Asesores:

Prof. Jhonatan Martínez

Tutor Académico

Ing. Alexander Rodríguez

Tutor Externo

Cantaura, Agosto de 2016

**UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO ANZOÁTEGUI
EXTENSIÓN CANTAURA
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE FUNDACIÓN PARA TORRES DE
FRACCIONAMIENTO EN REFINERÍA BARRANQUILLA,
COLOMBIA**

CALIFICACIÓN:

APROBADO

Prof. Jhonatan Martínez
Tutor Académico

Profa. Anabel González
Jurado Principal

Prof. Carlos Cermeño
Jurado Principal

Cantaura, Agosto de 2016

RESOLUCIÓN

De acuerdo al artículo 41 del reglamento de trabajo de grado:

“Los trabajos de grado son de exclusiva propiedad de la Universidad de Oriente y solo podrán ser utilizados a otros fines con el consentimiento del Consejo de Núcleo respectivo, quien lo participará al Consejo Universitario”.



DEDICATORIA

Primeramente a Dios y la virgen, por ser testigos de todo el esfuerzo y dedicación que he empleado en este proyecto, por guiarme en cada paso para superar los obstáculos que se presentaron, por brindarme salud y fortaleza para alcanzar esta meta.

Este logro va dedicado especialmente a mi familia, a mi padre Jose Antonio Romanisio, por ser mi ejemplo a seguir e inculcarme una actitud orientada hacia mi preparación personal y profesional, ya que es la herencia más valiosa que puedo recibir; a mi madre Migdalia Rodriguez, quien con amor, unión y mucha comprensión ha hecho de mí una persona de bien y enseñándome que con perseverancia y dedicación no existen metas que no puedan lograrse. A mi hermana Ariana Paola, que a pesar del mar que nos separa, siempre ha estado presente, brindándome apoyo y fortaleza.

José Romanisio

AGRADECIMIENTO

A la Universidad de Oriente, extensión Cantaura, por darme la oportunidad de estudiar y formarme profesionalmente en las aulas de una de las mayores casas de estudios del país, y al personal que en ella labora por su colaboración y atención oportuna.

Eternamente agradecido con mi familia, por impulsarme y ayudarme a culminar esta meta; mis padres José Antonio Romanisio y Migdalia Rodríguez, por todo el sacrificio que se refleja en este logro. A mi hermana Ariana, por el apoyo constante y las atenciones para conmigo, a pesar de la distancia física que nos separa. A mi hermano y amigo el Ing. Víctor Camacho, por brindarme su ayuda durante la elaboración del presente trabajo, siendo un gran apoyo para alcanzar esta meta.

Al profesor Jhonatan Martínez, por las tutorías brindadas, buscando tiempo de donde no había para sentarse y responder todas las dudas que se presentaron durante el desarrollo de este trabajo, aportándome importantes conocimientos, los cuales agradezco enormemente.

A la consultora Sigma Pro Ingeniería C.A., especialmente al Ing. Alexander Rodríguez, por permitirme realizar la pasantía y participar en un proyecto tan importante para la empresa, brindándome las herramientas y conocimientos necesarios para cumplir con las exigencias y ser parte fundamental en mi formación profesional.

A los profesores Anabel González y Carlos Cermeño, quienes representan el jurado de este trabajo de investigación.

Por último, pero no menos importante, quiero agradecer a mis compañeros de estudio y amigos de vida Jeisamar Hernández, Sandry Torres, Winston Rodríguez y Guillermo Serrano; a mis amores Elinel Quintana y Adrialix Gimón, por acompañarme durante estos años de carrera,

en los cuales afrontamos momentos difíciles pero juntos logramos superarlos mediante un apoyo mutuo, disfrutando nuestros éxitos, aprendiendo de los errores cometidos y recordando que con esfuerzo y constancia no existen metas que no puedan lograrse. A todos, muchas gracias.

José Romanisio

**UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO ANZOÁTEGUI
EXTENSIÓN CANTAURA
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE FUNDACIÓN PARA TORRES DE
FRACCIONAMIENTO EN REFINERÍA BARRANQUILLA,
COLOMBIA**

Autor: José Romanisio
Tutor académico: Prof. Jhonatan Martínez
Año: 2016

RESUMEN

El propósito de ésta investigación es realizar el diseño estructural de las fundaciones para las torres de fraccionamiento T-321 y T-322 ubicadas en la Refinería Barranquilla, ciudad de Barranquilla departamento Atlántico de la República de Colombia, tomando en consideración las condiciones de carga, las características del suelo y las restricciones constructivas de la obra, empleando los requisitos establecidos en las normas internacionales ASCE/SEI-7-05, ACI-318-2011 y aplicando los métodos de diseño por rotura y estados límites. Se desarrolló una investigación de tipo aplicada con un diseño mixto de investigación bibliográfica y de campo, utilizando como herramientas para la recolección de información las entrevistas no estructuradas con especialistas en el área, y la revisión de planos y documentos suministrados por el cliente con datos provenientes directamente del sitio de estudio. El alcance de la investigación está limitado a la elaboración del diseño estructural de los elementos que componen las fundaciones requeridas para el soporte adecuado de las torres de fraccionamiento, lo que comprende el dimensionado del pedestal, cabezal y pilotes, así como las características del acero de refuerzo, y la elaboración de los planos de ingeniería de detalles.

Palabras claves: diseño, torres de fraccionamiento, fundaciones, pilotes

ÍNDICE DE CONTENIDO

	Pág.
RESOLUCIÓN	iv
DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTO	vi
RESUMEN	viii
ÍNDICE DE CONTENIDO	ix
ÍNDICE DE TABLAS	xiii
ÍNDICE DE FIGURAS	xiv
INTRODUCCIÓN	xvi
CAPÍTULO I	18
EL PROBLEMA.....	18
1.1. Planteamiento del problema	18
1.2. Objetivos	20
1.2.1. Objetivo general:.....	20
1.2.2. Objetivos específicos:	20
1.3. Justificación	21
1.4. Alcance de la investigación	21
1.5. Generalidades de la empresa	22
1.5.1. Política de la calidad	22
1.5.2. Objetivos de la calidad.....	23
1.5.3. Misión	23
1.5.4. Visión	24
1.5.5. Valores.....	24
1.6. Descripción del sitio de estudio	25
CAPÍTULO II	26
MARCO TEÓRICO	26
2.1. Antecedentes	26

2.2. Bases teóricas referenciales	27
2.2.1. Torre de fraccionamiento	27
2.2.2. Condiciones de diseño.....	28
2.2.2.1. Cargas verticales.....	28
2.2.2.2. Cargas horizontales	29
2.2.3. Métodos de diseños.....	43
2.2.3.1. Método de diseño por rotura	43
2.2.3.2. Métodos de los estados limites	44
2.2.4. Combinaciones de cargas	45
2.2.5. Cimentaciones profundas	46
2.2.6. Tipos de pilotes.....	47
2.2.7. Capacidad de soporte.....	50
2.2.7.1. Capacidad de carga de pilotes y grupo de pilotes.....	50
2.2.7.2. Capacidad de carga última en suelo granular	50
2.2.7.3. Capacidad admisible	54
2.2.7.4. Capacidad de carga de grupos de pilotes	55
2.2.7.5. Asentamiento de un pilote en arena o grava.....	55
2.2.7.6. Asentamiento de un grupo de pilotes	56
2.2.7.7. Compresión del pilote.....	56
2.2.8. Pedestales	57
2.2.9. Cabezales.....	58
2.2.9.1. Método de las bielas o método puntal-tensor:.....	59
2.2.9.2. Método de la flexión	60
2.2.10. Anclaje al concreto.....	60
2.2.11. Software de diseño	63
CAPITULO III	64
MARCO METODOLÓGICO	64
3.1. Tipo de investigación	64
3.2. Nivel de investigación	66
3.3. Técnicas utilizadas.....	66

3.3.1. Técnicas e instrumentos para la recolección de datos.....	66
3.3.2. Técnicas para el análisis de los datos.....	67
CAPITULO IV.....	68
RESULTADOS.....	68
4.1. Etapas del proyecto.....	68
4.2. Descripción de los equipos.....	69
4.3. Análisis eólico.....	71
4.4. Análisis sísmico.....	75
4.5. Combinaciones de cargas.....	79
4.6. Capacidad de carga de pilotes.....	79
4.6.1. Resistencia por fricción.....	80
4.6.2. Resistencia por punta.....	82
4.6.3. Diseño de pilotes.....	82
4.7. Pedestal.....	84
4.7.1. Dimensionamiento.....	84
4.7.2. Acero de refuerzo.....	86
4.8. Cabezal.....	88
4.8.1. Dimensionamiento.....	88
4.8.2. Acero de refuerzo.....	94
4.9 Anclaje al concreto.....	96
4.9.1. Resistencia a la tracción de diseño.....	98
4.9.1.1. Resistencia del acero.....	98
4.9.1.2. Desprendimiento del hormigón.....	100
4.9.1.3. Arrancamiento del anclaje.....	105
4.9.1.4. Descascaramiento del recubrimiento lateral.....	106
4.9.2. Resistencia al corte de diseño.....	107
4.9.3. Refuerzo para pernos de anclaje.....	108
4.10. Modelado con software.....	109
CAPITULO V.....	117
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	117

5.1. Conclusiones.....	117
5.2. Recomendaciones.....	119
BIBLIOGRAFÍA.....	120
METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO	123

ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Constantes de exposición del terreno	31
Tabla 2. Factor de direccionalidad del viento.....	32
Tabla 3. Factor de importancia.	33
Tabla 4. Coeficiente de fuerza.	35
Tabla 5. Factor de modificación de respuesta.	38
Tabla 6. Factor de importancia sísmico de ocupación.....	38
Tabla 7. Factor de suelo relacionado la aceleración (F_a)	41
Tabla 8. Factor suelo relacionado a la velocidad (F_v).....	41
Tabla 9. Categoría de diseño sísmico para períodos cortos.....	42
Tabla 10. Categoría de diseño sísmico para período de 1s.....	42
Tabla 11. Combinaciones básicas de carga última.....	45
Tabla 12. Combinaciones básicas de carga de servicio	45
Tabla 13. Combinaciones de carga	46
Tabla 14. Coeficiente de presión lateral para pilotes hincados	51
Tabla 15. Factores de capacidad de carga	54
Tabla 16. Características de los equipos	70
Tabla 17. Acciones eólicas por nivel.....	74
Tabla 18. Acciones eólicas en la base	75
Tabla 19. Cargas y momentos sísmicos	78
Tabla 20. Acciones sísmicas en la base	78
Tabla 21. Combinaciones de carga más desfavorable	79
Tabla 22. Componentes de la ubicación de los pilotes	92
Tabla 23. Reacciones en cada pilote	93
Tabla 24. Propiedades dimensionales de los anclajes	99
Tabla 25. Propiedades de los materiales usados para los anclajes.....	100
Tabla 26. Resistencias a la tracción de diseño	107

Tabla 27. Resultados comparativos del programa.....	116
---	-----

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Localización General del sitio de estudio.....	25
Figura 2. Recipientes cilíndricos verticales con sección uniforme.	40
Figura 3. Espectro de respuesta de diseño típico.....	42
Figura 4. Esquema de cimentaciones profundas (pilotaje).....	47
Figura 5. Diagrama de la presión efectiva.	51
Figura 6. Coeficientes empíricos de soporte.....	53
Figura 7. Parámetros de capacidad portante para arenas.....	53
Figura 8. Cimentación profunda equivalente.	56
Figura 9. Ángulo permitido entre biela y tirante.....	60
Figura 10. Fallas de los pernos sometidos a tracción.....	62
Figura 11. Fallas de los pernos sometidos a corte.....	62
Figura 12. Esquema de los equipos T-321(izquierda) y T-322(derecha).	70
Figura 13. Discretización eólica.	72
Figura 14. Espectro de diseño.	76
Figura 15. Comportamiento de la presión vertical efectiva.	80
Figura 16. Anclaje del espiral en columnas.	83
Figura 17. Detallado del pilote.	84
Figura 18. Dimensiones del pedestal.....	86
Figura 19. Brazos de palanca para la resistencia al volcamiento.	89
Figura 20. Angulo mínimo entre puntales y tensores.....	90
Figura 21. Dimensiones de la fundación.....	91
Figura 22. Ubicación de los pilotes y ejes de referencia.....	91
Figura 23. Tensiones sobre los pilotes.	94
Figura 24. Acciones sobre los pernos.....	97
Figura 25. Áreas de falla de pernos.....	101

Figura 26. Diagrama de corte y ubicación de la resultante de compresión.	102
Figura 27. Excentricidad de la carga de tracción en grupo pernos	103
Figura 28. Distancia desde el anclaje hasta el borde más próximo	104
Figura 29. Acero de refuerzo para el anclaje	108
Figura 30. Tipo de equipo dinámico.....	109
Figura 31. Datos de entrada.	109
Figura 32. Código de diseño.....	110
Figura 33. Geometría.....	111
Figura 34. Geometría de los anclajes.	111
Figura 35. Casos de cargas primarias.	112
Figura 36. Acciones por viento.....	112
Figura 37. Periodos sísmicos.....	113
Figura 38. Acciones por sismo.....	113
Figura 39. Combinaciones de cargas.	114
Figura 40. Parámetros de diseño.....	114
Figura 41. Geometría de los pilotes.	115
Figura 42. Ubicación de los pilotes.	115

INTRODUCCIÓN

Para que una estructura ofrezca seguridad y un comportamiento razonable durante su operación, debe contar con un soporte adecuado. Aunque la cimentación tiende a pasar inadvertida por los usuarios de la estructura, la organización de sus elementos básicos y el estudio de cada una de sus partes suele exigir del ingeniero o proyectista mucha destreza y un buen criterio.

Antes de seleccionar un tipo de cimentación, el ingeniero debe disponer de un estudio de suelos que le permita identificar las características físicas, granulométricas, mecánicas, hidráulicas y cualquier otra información que pudiera tener sobre el área donde se pretende instalar una determinada estructura, como por ejemplo la ubicación geográfica del lugar, la estratigrafía del suelo, la profundidad del nivel freático, equipos necesarios para la construcción, técnicas y/o procedimientos constructivos, entre otras.

Existen diferentes tipos de fundaciones, las cuales dependen, entre otras cosas, de la forma como interactúan con el suelo, es decir, la manera en que transmiten a éste las cargas que soportan. También dependen de las técnicas empleadas durante su construcción así como del material, mano de obra y equipo requerido para ser fabricadas, que en algunos casos puede ser sencillo o muy especializado en otros, lo que se refleja directamente en la dificultad para llevarlas a cabo y en su costo.

El estudio previo de las condiciones operativas de los equipos industriales es indispensable para establecer las consideraciones del diseño adecuado de las cimentaciones, y el uso de programas especiales para la simulación y validación de los datos obtenidos representa una garantía de cumplimiento de los requerimientos de las normas y del cliente.

El objetivo de este trabajo consiste en realizar el diseño estructural de la fundación para las torres de fraccionamiento T-321 y T-322, previstas a instalarse en la Refinería Barranquilla, ubicada en la ciudad de Barranquilla, Departamento Atlántico de la República de Colombia, y generar los respectivos planos de ingeniería de detalle.

La investigación está estructurada en cinco capítulos, cuyos contenidos son los siguientes: Capítulo I, concierne al planteamiento del problema, los objetivos (tanto el general como los específicos), el alcance y justificación de la investigación, las generalidades de la consultora Sigma Pro Ingeniería C.A., y la descripción del sitio de estudio. El Capítulo II está conformado por el marco teórico, y éste, a su vez, por los antecedentes y bases teóricas que sustentan el diseño realizado. En el Capítulo III se describe la metodología seguida en la investigación. El Capítulo IV desarrolla los resultados, y por último, en el Capítulo V se presentan las conclusiones y recomendaciones derivadas de la investigación.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

1.1. Planteamiento del problema

La revolución industrial ha promovido el crecimiento económico de numerosos países y, a la vez, acorrala a los menos desarrollados en el mantenimiento de sus productos en los mercados nacionales e internacionales. La venta y explotación de hidrocarburos lidera la economía mundial, promoviendo el desarrollo de grandes proyectos u obras en Latinoamérica para el transporte y procesamiento de los mismos.

Por este motivo, la empresa OIL SAS, está desarrollando un proyecto de almacenamiento de crudo para la exportación y obtención de solventes, ante la necesidad de aumentar la capacidad de producción de la Refinería Barranquilla, ubicada en la ciudad de Barranquilla, Departamento Atlántico en la República de Colombia. Éste consiste en el diseño de nuevas facilidades, entre las cuales se encuentra un patio de almacenamiento con dieciséis (16) tanques API, y un área de solventes que involucra la construcción de un cajón subterráneo para el paso de tuberías, dos (02) torres de fraccionamiento y sus equipos asociados para producir solventes industriales a partir de cortes de refinería.

La ejecución de tal proyecto comprende el diseño estructural de las torres de fraccionamiento, basado en el dimensionamiento de las redes de tuberías de materia prima, servicios básicos y productos terminados, la selección de las bombas requeridas para el proceso, el diseño de la fundación para las torres y la verificación de la estructura que las soporta. Específicamente para el diseño de las cimentaciones, la firma colombiana

OIL SAS, contrató los servicios de la empresa venezolana Sigma Pro Ingeniería C.A, para llevar a cabo la ingeniería de detalles de las fundaciones que asentarán las torres de fraccionamiento del proyecto en referencia.

El propósito de la investigación planteada fue realizar el diseño estructural de las fundaciones para las torres de fraccionamiento T-321 y T-322, ubicadas en la Refinería Barranquilla, tomando en consideración las condiciones de carga, las características del suelo y las restricciones constructivas de la obra, empleando los requisitos establecidos por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) en Cargas Mínimas de Diseño para Edificios y otras Estructuras (ASCE 7-05), el Instituto Americano de Concreto (ACI) en Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-11), y las especificaciones técnicas suministradas por el cliente. De esta manera, se dio respuesta a la necesidad de la compañía suramericana de ampliar las instalaciones físicas de la refinería antes mencionada.

En cuanto a la originalidad, es importante destacar que éste no es el primer estudio realizado sobre el tema, ya que en 2013, Salazar seleccionó y calculó las fundaciones para equipos y estructuras presentes en una facilidad de producción petrolera, haciendo hincapié en la importancia de las condiciones de operación. Asimismo, en 2003, García presentó ante la Universidad Central de Venezuela, una tesis sobre el desmontaje, traslado y rediseño estructural de la torre de fraccionamiento de gasolina residual C-200, en la cual abordó el diseño de su fundación, mediante un estudio de suelo, ubicación de la estructura y modelado de la fundación, manejando información cualitativa del elemento y aplicando los criterios de la Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN).

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general:

Diseñar la estructura de la fundación para torres de fraccionamiento en Refinería Barranquilla, Colombia.

1.2.2. Objetivos específicos:

- Emplear los requisitos de condiciones eólicas y sísmicas que actúan sobre las torres de fraccionamiento, según la norma internacional ASCE 7-05.
- Calcular la fundación adecuada conforme a los principios de mecánica estructural contenidos en las normas ASCE 7-05 y ACI 318-11.
- Presentar los resultados obtenidos con la aplicación del software comercial STAAD Foundation Advanced V8i.
- Presentar los planos de ingeniería de detalles para fundación de torres de fraccionamiento.

1.3. Justificación

Toda edificación requiere bajo el nivel natural del suelo, una base de sustentación permanente encargada de recibir diferentes esfuerzos y transmitirlos al suelo; por consiguiente, la importancia fundamental que el diseño de las fundaciones sea adecuado, reside en que es la parte de la obra con menos probabilidad de ser reparada o reforzada, en caso de falla futura.

La realización de este trabajo de investigación le permite a la empresa Sigma Pro Ingeniería C.A., consolidarse como organización especializada en el desarrollo de la ingeniería de proyectos para la industria venezolana y transnacional, después de participar en un proyecto colombiano. Asimismo, el trabajo de pasantías enlaza la Universidad de Oriente con la industria, creando condiciones para mejorar la formación de sus profesionales. La empresa participa en la construcción del diseño curricular de la educación superior, conforme al desarrollo tecnológico que necesita la comunidad o el país. Por medio de las pasantías se adquiere experiencia laboral, lo cual facilita al estudiante su rápida inserción en el campo de trabajo, orientarlo hacia la ejecución de acciones eficientes y eficaces, ampliar sus conocimientos y tomar decisiones efectivas en diversas situaciones.

1.4. Alcance de la investigación

El alcance de la investigación se limita a la elaboración del diseño estructural de los elementos que componen las fundaciones requeridas para el soporte adecuado de las torres de fraccionamiento T-321 y T-322, lo que comprende las dimensiones del pedestal, cabezal y pilotes, así como las características del acero de refuerzo, y la elaboración de los planos de ingeniería de detalles.

1.5. Generalidades de la empresa

La firma venezolana Sigma Pro Ingeniería, C.A. fue inaugurada en el mes de febrero del año 2015, surgiendo como una consultora de ingeniería para proyectos multidisciplinarios del sector industrial, *Oil&Gas* y petrolero, efectuados por entes públicos o privados en todas las regiones del país. Además, la organización realiza actividades de cálculo y diseño de edificaciones, torres, fosas, muros, pontones, puentes, fundaciones para tanques de almacenamiento y equipos de acción dinámica.

La empresa está en etapa de documentación e implantación de su Sistema de Gestión de la Calidad, fundamentándose en la norma internacional ISO 9001: 2008. Asimismo, durante la ejecución de sus servicios cumple con los requerimientos establecidos por los clientes y los estándares nacionales e internacionales que le permiten asegurar la calidad de sus trabajos. La consultora dispone de un pequeño número de trabajadores, cuyos directivos gozan de la experiencia y de los conocimientos requeridos para asesorar y diseñar en el campo de la ingeniería y construcción.

La oficina administrativa se encuentra ubicada en la séptima carrera Norte cruce con Av. Simón Rodríguez. Casa N 14, Local 1, Municipio Simón Rodríguez, El Tigre, Estado Anzoátegui. Sigma Pro Ingeniería, C.A. ha participado en varios proyectos multidisciplinarios, entre los que destacan: “Construcción de Urbanismo el Cigarrón Boca de Uchire Estado Anzoátegui”, “Proyecto estructural de ampliación de Refinería Barranquilla, ciudad de Barranquilla, Colombia”.

1.5.1. Política de la calidad

La política de Sigma Pro Ingeniería, se orienta a ofrecer servicios profesionales en las ramas de la ingeniería, enmarcados en los más altos

estándares de la calidad, satisfaciendo las necesidades de nuestros clientes, de conformidad con los requisitos legales y reglamentarios vigentes, de la mano de un recurso humano motivado, competente y comprometido con la mejora continua del Sistema de Gestión de La Calidad y de los procesos internos, prevaleciendo una cultura corporativa enfocada en el logro de la visión, misión y valores de la organización.

1.5.2. Objetivos de la calidad

- Alcanzar un 85% como mínimo en la Encuesta de Satisfacción del Cliente, por servicio realizado.
- Ejecución anual de al menos dos (02) Auditorías Internas para la identificación e implementación de oportunidades de mejora de la eficacia del sistema de gestión.
- Alcanzar en 85% como mínimo anual en el Estudio de Bienestar Laboral.
- Alcanzar un 90% como mínimo anual en el Estudio de Personal Competente.

1.5.3. Misión

Organización orientada hacia la asesoría técnica y desarrollo de ingeniería en proyectos multidisciplinarios, conforme a los requerimientos de las normas nacionales e internacionales que aseguran los mejores estándares de la calidad, mediante un recurso humano motivado, competente y comprometido con la satisfacción del cliente y la mejora continua de los procesos, enmarcados en un ambiente de respeto, responsabilidad y profesionalismo.

1.5.4. Visión

Ser una empresa de ingeniería reconocida a nivel regional, nacional e internacional por la magnitud de los proyectos que desarrolla y las asesorías técnicas que ofrece, superando las expectativas de sus clientes e impulsando el desarrollo del sector industrial del continente, con un consistente crecimiento profesional y personal de sus trabajadores.

1.5.5. Valores

- Responsabilidad, para que cada miembro de la organización reflexione, administre, oriente, valore las consecuencias de sus actos, siempre en el plano de lo moral, cumpla con sus obligaciones o ponga cuidado y atención en lo que hace o decida.
- Compromiso, para alcanzar los objetivos propuestos durante el desempeño en cualquier actividad.
- Respeto, para reconocer, aceptar, apreciar y valorar las cualidades de cada miembro de la organización y sus derechos, permitiendo que se trabaje en paz, en sana convivencia en base a las normas e implica reconocer en sí y en los demás los derechos y las obligaciones.
- Honestidad, asumiendo un comportamiento y expresión basada en la coherencia y sinceridad, y de acuerdo a los valores de verdad y justicia.
- Calidad, aportándole valor al cliente, a través de servicios que superen las condiciones que esperaba recibir, a un precio accesible y un interés por parte de la empresa en garantizar la satisfacción del mismo.

1.6. Descripción del sitio de estudio

La Refinería Barranquilla se encuentra localizada dentro de las instalaciones de la zona franca de la ciudad de Barranquilla, al lado de la zona portuaria a orillas del Rio Magdalena en el Departamento del Atlántico (figura 1). El proyecto de ampliación de la Refinería consiste en el diseño de nuevas facilidades, entre las cuales se encuentra un patio de almacenamiento con dieciséis (16) tanques API, y un área de solventes que involucra la construcción de un cajón subterráneo para el paso de tuberías, dos (02) torres de fraccionamiento y sus equipos asociados para la producción de solventes industriales a partir de cortes de refinería. Dentro del proyecto se encuentran otros tipos de estructuras como tanques de almacenamiento de crudo y zonas de equipos y tuberías de conducción del fluido.

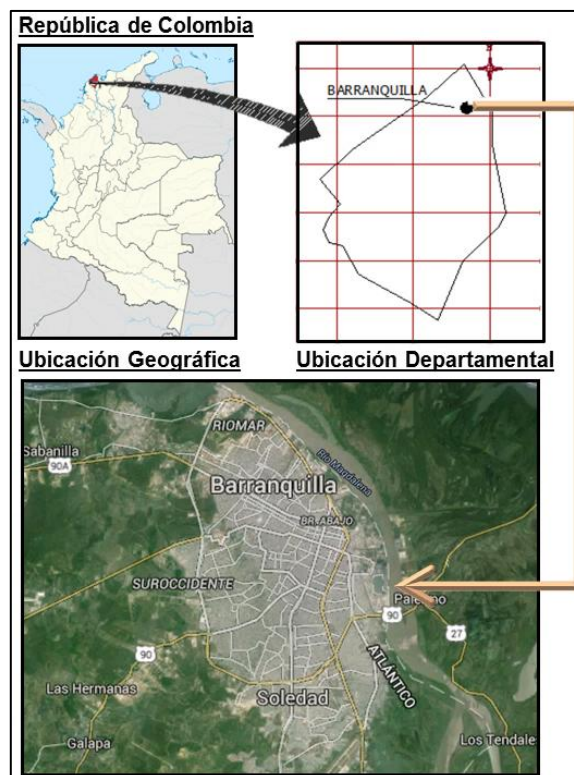


Figura 1. Localización General del sitio de estudio. Fuente: Autor

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes

Entre los trabajos previos a esta investigación destaca el presentado por Salazar (2013), donde expone la importancia de conocer el funcionamiento de los equipos y estructuras presentes en una facilidad de producción petrolera y hace hincapié en la necesidad de tener una idea del proceso al momento de elegir el tipo de cimentación y los parámetros para su diseño. De esta manera, se evidencia que la selección de la fundación adecuada para una instalación industrial depende de sus condiciones de operación.

Por su parte, Pereira y Martínez (2010), señalan la importancia del estudio de suelos en la determinación del tipo de fundación, y cómo el comportamiento de éste influye en el éxito de la misma. Por esta razón, se analizó el estudio geotécnico suministrado por el cliente para determinar la solución de cimentación más idónea para el asentamiento de las torres de fraccionamiento.

En relación a los métodos empleados en el diseño de fundaciones profundas, Zamora (2010), hace referencia al método puntal tensor o método de las bielas, proponiendo una hoja de cálculo para agilizar el dimensionamiento de elementos sometidos a compresión; los cabezales son generalmente cuerpos monolíticos de gran rigidez y requieren la aplicación de una metodología que los considere como tal, conllevando a que este método sea uno de los utilizados para el cálculo.

García (2003) abordó el diseño de la fundación de una columna de fraccionamiento, haciendo un estudio cualitativo de suelo, ubicación de estructura y diseño de la fundación, de acuerdo a los criterios de las normas COVENIN 2002-88 y 1618-98. A pesar de no demostrar cuantitativamente la influencia de ciertos factores sobre la fundación, empleó el Programa SAP 2000 NonLinear denominado *Load Combination Data* (Datos de Combinación de Cargas), donde introdujo las combinaciones de carga viva, muerta y de viento y sus coeficientes de mayorización, según las ecuaciones del método de los estados límites. Esto permitió identificar la importancia del uso de software en el diseño de las fundaciones de torres de fraccionamiento.

De esta manera se afirma que el modelo de la estructura de soporte y la simulación del mismo a través de un software computacional, permite predecir y evaluar el comportamiento de una edificación sometida a diversas cargas, simplificando las labores de diseño de una estructura.

2.2. Bases teóricas referenciales

2.2.1. Torre de fraccionamiento

Las torres de fraccionamiento o columnas de fraccionamiento son cilindros verticales con diámetros entre 65 y 600 centímetros, y alturas que varían desde los 6 hasta 60 metros; se utilizan ampliamente en las industrias de procesos químicos, cuando grandes cantidades de líquidos o gases tienen que ser destilados. Su principal uso, con mucha mayor importancia que cualquier otro, es la destilación fraccionada del petróleo o del gas natural. En términos de altura, la columna debe ser lo suficientemente alta como para separar todos los componentes de manera que la única fracción que queda en la parte superior de la columna es lo que se permite capturar y condensar (Renganathan, 2007).

2.2.2. Condiciones de diseño

2.2.2.1. Cargas verticales

Las cargas para las instalaciones petroquímicas son únicas en la forma en que varían con el tiempo. La carga muerta puede ser bastante compleja porque una pieza específica del equipo puede tener de cuatro a cinco condiciones de peso, dependiendo de la etapa de la construcción o de funcionamiento (ASCE, 2011). Entre las condiciones en que se puede presentar la carga muerta se tienen las siguientes:

- Carga muerta de la estructura “*Structure dead load*” (D_s): Comprende el peso de la base y de la tierra por encima de la base que se resisten a la elevación. La carga muerta del pedestal (D_p) es una parte de D_s que representa el peso del pedestal utilizado en el cálculo de la tensión en pedestal (*ibídem*).
- Carga muerta en montaje “*Erection dead load*” (D_i): Es el peso muerto del recipiente, excluyendo el peso de las partes internas y externas no conectadas al equipo antes del montaje (*ibídem*).
- Carga muerta en vacío “*Empty dead load*” (D_e): Es el peso en vacío del equipo, incluidos los adjuntos, bandejas, elementos internos, aislamiento, protección contra el fuego, agitadores, tuberías, escaleras, plataformas, etc. (*ibídem*).
- Carga muerta en operación “*Operating dead load*” (D_o): Es peso en vacío del equipo más el peso máximo del contenido (incluyendo el embalaje / catalizador) durante el funcionamiento normal (*ibídem*).
- Carga muerta en prueba “*Test dead load*” (D_t): Representa el peso en vacío del equipo más el peso del medio de prueba, contenida en el sistema. El medio de prueba debe ser como se especifica en las

condiciones o según lo especificado por el fabricante a menos que se especifique lo contrario. La carga del fluido para la limpieza debe utilizarse en la prueba de carga muerta si el fluido de limpieza es más pesado que el medio de ensayo, ya sea para probar o limpiar, en el campo debe ser determinado. El diseño para carga muerta en prueba es generalmente deseable porque pueden producirse circunstancias imprevistas (*op. cit., p.28*).

2.2.2.2. Cargas horizontales

Acciones eólicas

Las bases y los procedimientos para la determinación de las cargas producidas por los efectos eólicos para el diseño de estructuras cerradas y otras estructuras convencionales están bien documentados en la literatura de ingeniería. Estas bases y procedimientos de diseño han sido adoptados por la ASCE y prescriben en ASCE 7-05. El Código Internacional de Construcción (IBC) establece que las cargas de viento deben calcularse de acuerdo con esta norma, la cual proporciona tres métodos para el cálculo de las cargas eólicas de diseño sobre el sistema principal de resistencia a la fuerza del viento, en componentes y revestimiento:

El procedimiento simplificado (Método 1) es utilizado para resumir el análisis de las estructuras típicas con formas regulares, su uso está restringido a aquellas relativamente rígidas. El procedimiento analítico (método 2) se permite para las estructuras de cualquier altura que no tienen irregularidades geométricas o características de respuesta inusuales. Por último, el procedimiento de túnel de viento (Método 3) se emplea para estructuras complejas que no pueden ser evaluadas utilizando alguno de los ya mencionados (*op. cit., p.28*).

La carga del viento para estructuras diferentes a edificios, como es el caso de instalaciones industriales, se calcula según la ecuación 1 descrita en la ASCE 7-05 donde las 4 variables son la presión de la velocidad (q_z), el factor de efecto de ráfaga (G), el coeficiente de la fuerza aerodinámica (C_f), y el área de proyección normal a la dirección del viento (A_f).

$$F = q_z G C_f A_f \quad (\text{ec. 1})$$

La presión de la velocidad q_z , tal como se define en la norma ASCE 7 por las ecuaciones 2a y 2b, es una modificación de la fórmula de Bernoulli, que relaciona la presión dinámica de fluido a la densidad del fluido, y el cuadrado de la velocidad de flujo (o en este caso, la velocidad básica del viento). La constante al comienzo de la ecuación de presión de la velocidad incluye la densidad del aire y un factor para la conversión de las unidades de tal manera que cuando se especifica la velocidad del viento en unidades de millas por hora, la presión de velocidad resultante está en unidades de libras por pie cuadrado. El resto de variables en la ecuación de presión de la velocidad son adimensionales y corresponden a: factor de exposición (K_z); factor de efecto topográfico (K_{zt}); factor de direccionalidad (K_d) y factor de importancia (I)

$$q_z = 0.00256 K_z K_{zt} K_d V^2 I \quad \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2} \quad (\text{ec. 2a})$$

$$\text{en SI: } q_z = 0.613 K_z K_{zt} K_d V^2 I \quad \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad ; V \text{ en } \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (\text{ec. 2b})$$

Las velocidades del viento por lo general aumentan con la altura sobre la superficie del suelo. Esta variación se produce debido a la influencia de la fricción y viscosidad en el campo de viento. El aumento de la velocidad del viento con respecto a la altura se rige principalmente por la rugosidad del terreno sobre el que está fluyendo. Esta rugosidad puede ser en forma de

elementos del entorno construido, vegetación o las ondas de grandes masas de agua situada en la cercanía.

Los efectos combinados de la altura de la estructura y la rugosidad de la superficie se incorporan en la estimación de la presión de la velocidad q_z , a través del factor de exposición (K_z). Este factor se especifica en ASCE 7-05 para tres exposiciones de terreno diferentes y para una variedad de alturas. Las tres exposiciones de terreno corresponden a terreno urbano, suburbano o boscoso (Exposición B), terreno abierto o grandes masas de agua en las regiones propensas a huracanes (Exposición C), y las localizaciones del terreno o del litoral muy planas en las regiones no propensas a huracanes (Exposición D). El valor del factor de exposición se determina por la ecuación 3 y se acrecienta con el aumento de la altura por encima del suelo y la disminución de la rugosidad superficial, las constantes de exposición del terreno son dadas en la tabla 1 para unidades del sistema inglés y métrico.

$$K_z = 2,01 \frac{z}{z_g}^{\frac{2}{\alpha}} \quad \text{para } 15\text{ft} \leq z \leq z_g \quad (\text{ec. 3})$$

Tabla 1. Constantes de exposición del terreno

Sistema ingles										
Exposición	α	$z_g(ft)$	a	b	α	b	c	$l(ft)$	ϵ	$z_{min}(ft)$
B	7,0	1200	1/7	0,84	1/4,0	0,45	0,30	320	1/3,0	30
C	9,5	900	1/9,5	1,00	1/6,5	0,65	0,20	500	1/5,0	15
D	11,5	700	1/11,5	1,07	1/9,0	0,80	0,15	650	1/8,0	7
Sistema métrico										
Exposición	α	$z_g(m)$	a	b	α	b	c	$l(m)$	ϵ	$z_{min}(m)$
B	7,0	365,76	1/7	0,84	1/4,0	0,45	0,30	97,54	1/3,0	9,14
C	9,5	274,32	1/9,5	1,00	1/6,5	0,65	0,20	152,4	1/5,0	4,57
D	11,5	213,36	1/11,5	1,07	1/9,0	0,80	0,15	198,12	1/8,0	2,13

Fuente: ASCE, 2005

Los efectos topográficos pueden influir en la carga del viento de las estructuras por perturbar el campo de flujo cerca de características tales como colinas, crestas y acantilados, resultando en desviaciones locales de la velocidad básica del viento. En general, estos cambios pueden aumentar o disminuir la velocidad del viento local, pero la formulación conservadora de carga de viento dada por la ASCE 7-05 sólo considera los casos en los que las características topográficas tienden a aumentar la velocidad de los vientos locales, y por lo tanto las cargas de viento. Estos efectos se incorporan en la ecuación de carga de viento a través de un ajuste de la presión de la velocidad por el factor de efecto topográfico (K_{zt}).

El factor de direccionalidad (K_d), da cuenta de la menor probabilidad de que la orientación más vulnerable para una estructura corresponda desfavorablemente con la dirección de la velocidad máxima del viento durante un evento de diseño. Como tal, éste valor es siempre menor que 1,0, pero varía con el tipo de estructura. ASCE 7-05 proporciona los valores factor de direccionalidad para una variedad de formas estructurales (ver tabla 2)

Tabla 2. Factor de direccionalidad del viento.

Tipo de estructura	factor K_d
Edificios	
sistema principal de resistencia a la fuerza del viento	0,85
Componentes y Revestimiento	0,85
techos arqueados	0,85
Chimeneas, Tanques y estructuras similares	
Cuadrado	0,90
Hexagonal	0,95
Circular	0,95
Muestras sólidas	0,85
Los signos abiertos y estructura reticular	0,85
Torres cerchas	
Triangulares, cuadradas, rectangulares	0,85
Todas las demás secciones	0,95

Fuente: ASCE, 2005

El factor de importancia (I) depende de la categoría de ocupación y la velocidad del viento, en la tabla 3 se muestra los valores del mismo.

Tabla 3. Factor de importancia.

Categoría	Regiones no propensas a huracanes y las regiones propensas con $V = 85-100$ mph	Regiones propensas a huracanes con $V > 100$ mph
I	0,87	0,77
II	1,00	1,00
III	1,15	1,15
IV	1,15	1,15

Fuente: ASCE, 2005

El factor por efecto de ráfaga (G), incorpora simultáneamente dos procesos diferentes a través del cual la turbulencia en el viento atmosférico puede afectar a las cargas de viento para una estructura. El primero de estos procesos está relacionado con el tamaño de una estructura con respecto a escalas significativas que aparecen en la turbulencia. Por definición, una ráfaga de viento es de corta duración, relacionando la velocidad del viento y el tiempo requerido para el paso de una ráfaga; esto da una indicación de las dimensiones relativas de la ráfaga. Por su parte, la turbulencia es un proceso caótico, y estas características sólo se pueden definir en un sentido estadístico.

Si una estructura es grande en relación con las escalas significativas de las ráfagas de viento, entonces el edificio a menudo no está completamente envuelto por una sola ráfaga de viento. Como tal, las presiones máximas que se producen en diferentes superficies de la estructura no serán estrictamente correlacionadas en el tiempo, y el total resultante de las cargas de viento será inferior a que se aplique la velocidad de ráfaga a toda la superficie del edificio de forma simultánea. ASCE 7-05 proporciona un método para calcular cómo la relación entre las dimensiones de construcción y las características de la turbulencia del campo de viento influyen en el factor de

efecto de ráfaga. Para estructuras rígidas el factor por efecto de ráfaga toma un valor de 0,85, pero se puede calcular por la ecuación 4.

$$G = 0,925 \frac{1 + 1,7g_Q I_z Q}{1 + 1,7g_v I_z} \quad (\text{ec. 4})$$

$$I_z = c \frac{33}{z}^{\frac{1}{6}} \quad (\text{ec. 5a})$$

$$\text{en SI: } I_z = c \frac{10}{z}^{\frac{1}{6}} \quad (\text{ec. 5b})$$

Dónde: I_z es la intensidad de la turbulencia a la altura de z , z es la altura equivalente de la estructura definida como 0,6 de la altura del equipo, pero no inferior a z_{\min} , z_{\min} y C se enumeran para cada exposición en la Tabla 1, g_Q y g_v , deben tomarse como 3,4. Q en la respuesta de fondo la cual está dada por la ecuación 6.

$$Q = \frac{1}{1 + 0,63 \frac{B + h}{L_z}^{0,63}} \quad (\text{ec. 6})$$

Dónde: B es la dimensión horizontal del edificio normal a la dirección del viento, h es la altura de la estructura, L_z es la longitud integral de turbulencia en la altura equivalente dada por la ecuación 7 en la cual ℓ y ϵ son constantes que figuran en la Tabla 1.

$$L_z = \ell \frac{z}{33}^{\epsilon} \quad (\text{ec. 7a})$$

$$\text{en SI: } L_z = \ell \frac{z}{10}^{\epsilon} \quad \text{ec. 7b}$$

Además de las consideraciones espaciales relacionadas con las ráfagas de viento, la relativa flexibilidad de la estructura combinada con las fluctuaciones temporales en la velocidad del flujo, puede causar que ciertas

estructuras sean dinámicamente estimuladas a lo largo de la dirección del viento. Si la frecuencia fundamental de una estructura es lo suficientemente baja como para entrar en el rango de la frecuencia asociada con la turbulencia del viento, la estructura puede experimentar alguna amplificación de carga debido a la resonancia. Estos efectos dinámicos se pueden despreciar si una estructura es lo suficientemente rígida. ASCE 7-05 define una estructura rígida como aquella con una frecuencia fundamental superior a 1 Hz.

Las dos variables restantes en la formulación de la carga de viento son el coeficiente de fuerza C_f , y el área proyectada A_f . El coeficiente de fuerza es un factor empírico que normalmente se determina a través de experimento para la estructura o la forma de interés. La ASCE 7-05 expone los valores para el coeficiente de fuerza (ver tabla 4), el cual depende de la superficie del equipo y la relación entre su altura (h) y diámetro (D).

Tabla 4. Coeficiente de fuerza.

Sección transversal	Tipo de la superficie	h/D		
		1	7	25
Cuadrada (viento normal a cara)	Todas	1,3	1,4	2,0
Cuadrada (viento a lo largo de la diagonal)	Todas	1,0	1,1	1,5
Hexagonal u octogonal	Todas	1,0	1,2	1,4
Redonda ($D \bar{q}_z > 2,5$)	Moderadamente suave	0,5	0,6	0,7
$(D \bar{q}_z > 5,3, D \text{ en m, } q_z \text{ en N/m}^2)$	Áspero	0,7	0,8	0,9
	Muy áspero	0,8	1,0	0,2
Redonda ($D \bar{q}_z \leq 2,5$)	Todas	0,7	0,8	1,2
$(D \bar{q}_z \leq 5,3, D \text{ en m, } q_z \text{ en N/m}^2)$				

Fuente: ASCE, 2005

Acciones sísmicas

Las estructuras que se encuentran en las instalaciones petroquímicas se dividen en dos categorías principales: las estructuras de edificios y las

estructuras que no son edificios. Dentro de estas últimas, se encuentran dos subcategorías que se definen en función de las características estructurales. Estas son las semejantes a edificios y las que no son similares a edificios (ASCE, 2005).

Estructuras de edificios

Las estructuras de los edificios que se encuentran típicamente en las instalaciones petroquímicas incluyen edificios de la administración, los edificios de control, subestaciones, almacenes, estaciones de bomberos, edificios de mantenimiento, y los refugios de compresores o edificios. Por lo general, son de un solo piso, pero pueden tener un máximo de dos o tres pisos. Los sistemas de fuerza de resistencia laterales utilizados incluyen muros de corte, marcos rígidos, entre otros (*ibídem*).

Estructuras que no son edificios

Aparte de los edificios reales en una instalación petroquímica, todas las demás estructuras se clasifican normalmente como estructuras que no son edificios, y dentro de esta se encuentra la subcategoría donde las similares a edificios son aquellas con sistemas estructurales semejantes a los de los edificios, los cuales normalmente son visitados frecuentemente por personal de la planta para realizar tareas breves o para controlar el proceso; y aquellas que no tienen sistemas para resistir las fuerzas sísmicas laterales y verticales similares a los edificios. Esta última subcategoría abarca muchas estructuras y elementos de equipos autosoportados que se encuentran en una instalación petroquímica típica, como son los recipientes verticales, los horizontales, las pilas y torres (*ibídem*).

Procedimientos de análisis sísmicos

Al realizar el análisis sísmico de estructuras en instalaciones petroquímicas, se utilizan comúnmente dos opciones: el análisis estático

equivalente y el análisis dinámico. La selección del método de análisis se basa en la categoría sísmica de diseño de la estructura, el sistema estructural, las propiedades dinámicas, la regularidad y la economía. Para la gran mayoría de los casos, el método de análisis estático equivalente es apropiado para determinar las fuerzas laterales y su distribución. Sin embargo, las estructuras inusuales que tienen irregularidades significativas en la forma, masa o rigidez o son afectados por la interacción con otras estructuras pueden requerir un análisis dinámico (*op. cit.*, p.36).

Determinación de la cortante basal (V) y la carga sísmica (E)

La cortante horizontal total en la base (V) en cualquiera de las dos direcciones horizontales ortogonales puede determinarse a partir de la ecuación 8. Dónde V representa la cortante basal, W es peso sísmico total, que incluye la carga muerta total de la estructura, los pesos de los equipos anexados fijos de procesos y maquinarias, tuberías, válvulas, bandejas de cables eléctricos y los contenidos de estos elementos, C_s es el coeficiente de respuesta sísmica de la Ecuación 9. Este representa la aceleración espectral correspondiente al periodo de la estructura y las cuentas para la amplificación potencial de las fuerzas sísmicas debido a las condiciones del suelo específicos del sitio, ductilidad y sobre resistencia de la estructura. C_s depende de seis términos: S_{DS} , S_{D1} , T, T_L , R y I (*op. cit.*, p.36).

$$V = C_s W \quad (\text{ec. 8})$$

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I}} \quad (\text{ec. 9})$$

Donde S_{DS} es el parámetro de aceleración de respuesta espectral en el rango corto del período según ecuación 10 y R es el factor de modificación de respuesta (ver tabla 5). I es factor de importancia sísmico de ocupación según tabla 6, el cual permite aumentar los niveles de fuerza de diseño de

instalaciones que puedan tener un riesgo inusual, tener un potencial para la liberación de materiales peligrosos, o que son importantes para la respuesta de emergencia (*op. cit.*, p.36).

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (\text{ec. 10})$$

Tabla 5. Factor de modificación de respuesta.

Tipos de estructuras	R
Tanques elevados, recipientes, depósitos y tolvas	
En las bases apoyadas de forma simétrica (no similares a los edificios)	3
Sin soporte lateral en las bases o las bases apoyadas de forma asimétrica (no similares a los edificios)	2
Pedestal o falda solo apoyado	
Acero soldado	2
Acero soldado con detalles especiales	3
Hormigón pretensado o reforzado	2
Hormigón pretensado o reforzadas con detalles especiales	3
Recipientes de acero con costura de silla de montar con apoyo horizontal	3
Todos los otros tipos de acero y hormigón en masa distribuida, estructuras en voladizo reforzado no cubiertos por el mismo (incluyendo pilas, chimeneas, silos) y los vasos verticales falda-compatible que no sean similares a los edificios	3

Fuente: ASCE, 2005

Tabla 6. Factor de importancia sísmico de ocupación.

ocupación	Factor de Importancia sísmico de estructuras, (I Factor)
(I o II) General	
Normal	1,00
Especial	>1,00
(III) Suficientes materiales peligrosos	1,25
(IV) o esencial que contiene una cantidad de materiales peligrosos superior a un límite prescrito	1,5

Fuente: ASCE, 2005

A los efectos de diseño o evaluación sísmica, las estructuras y los componentes de las mismas en una instalación petroquímica se dividen en cuatro categorías de ocupación: bajo peligro para la vida humana (I), peligro considerable para la vida humana (III), instalaciones esenciales (IV), y otras estructuras (II) (*op. cit.*, p.36).

La categoría I incluye los edificios u otras estructuras con bajo riesgo para la vida humana en caso de falla. La categoría III incluye edificios y estructuras que representan un peligro considerable para la vida humana en el caso de una falla. Esto incluye edificios específicos de alta ocupación, por ejemplo, las escuelas con capacidades superiores a un límite definido, así como las estructuras que contienen cantidades suficientes de materiales que son peligrosos para el público en caso de ser liberado. Estructuras y componentes en esta categoría deben ser diseñados para mantener su integridad y para proporcionar la contención del material peligroso. Si estas estructuras y componentes fallan, deben hacerlo de una manera que impidan la liberación de materiales peligrosos en el medio ambiente (*op. cit.*, p.36).

Categoría IV incluye las instalaciones esenciales, por ejemplo, estaciones de bomberos, centros de respuesta de emergencia, y también incluye edificios y otras estructuras que contienen materiales sumamente peligrosos, donde la cantidad contenida excede una cantidad máxima establecida por la autoridad que tenga jurisdicción. Las estructuras y los componentes en esta categoría están diseñados para mantener su funcionalidad después del terremoto. Por último la categoría II incluye todos los edificios y estructuras que no están incluidos en las categorías I, III y IV (*op. cit.*, p.36).

El valor de C_s no debe exceder los valores de las ecuaciones 11 y 12

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \frac{R}{I}} \quad \text{para } T \leq T_L \quad (\text{ec. 11})$$

$$C_s = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \frac{R}{I}} \quad \text{para } T > T_L \quad (\text{ec. 12})$$

Dónde S_{D1} es el parámetro de aceleración de respuesta espectral en un período de 1,0 segundos, según ecuación 13. T es el periodo fundamental de la estructura según ecuación 14, la cual, corresponde a recipientes cilíndricos verticales de acero con sección uniforme (ver figura 2) donde W es el peso dividido entre la altura (lb/ft), H es la altura del recipiente (ft), D es el diámetro del recipiente (ft) y t el espesor del acero (in), T_L es el período más largo de transición, S_{MS} es la aceleración de respuesta espectral para períodos cortos ajustados por efectos de clase de sitio; S_{M1} es la aceleración de respuesta espectral en un periodo de un segundo ajustados por efectos de clase de sitio (*op. cit.*, p.36).

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (\text{ec. 13})$$

$$T = \frac{7.78}{10^6} \frac{H^2}{D} \sqrt{\frac{12WD}{t}} \quad \text{ec. 14}$$

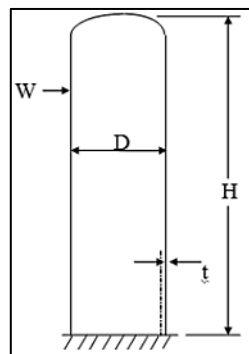


Figura 2. Recipientes cilíndricos verticales con sección uniforme. Fuente: ASCE, 2011

$$S_{MS} = F_a S_S \quad (\text{ec. 15})$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (\text{ec. 16})$$

Los valores de S_1 y S_S se basan en un 2% de probabilidad de excedencia en 50 años que corresponde a un evento que ocurre cada 2475 años y son modificados por los coeficientes de sitio, F_v y F_a , respectivamente, para llegar a S_{M1} y S_{MS} . F_a , el factor de suelo relacionado con la aceleración (tabla 7) y F_v , el factor suelo relacionado a la velocidad, se utilizan para dar cuenta de las condiciones locales del suelo (tabla 8). Las tablas 9 y 10 muestran las categorías de diseño sísmico basado en los valores de S_{DS} y S_{D1} . La figura 3 ilustra los límites impuestos sobre el cálculo del coeficiente de respuesta sísmica, C_S , así como las ecuaciones para cada tramo de la curva (*op. cit.*, p.36).

Tabla 7. Factor de suelo relacionado la aceleración (F_a)

Clase de sitio	Máximo parámetro de aceleración de respuesta espectral considerado en períodos cortos				
	$s_S \leq 0,25$	$s_S = 0,5$	$s_S = 0,75$	$s_S = 1,0$	$s_S \geq 1,25$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
D	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
E	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
F	Sección 11.4.7 de la norma				

Fuente: ASCE, 2005

Tabla 8. Factor suelo relacionado a la velocidad (F_v)

Clase de sitio	Máximo parámetro de aceleración de respuesta espectral considerado en período de 1 segundo				
	$s_1 \leq 0,1$	$s_1 = 0,2$	$s_1 = 0,3$	$s_1 = 0,4$	$s_1 \geq 0,5$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
D	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
E	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
F	Sección 11.4.7 de la norma				

Fuente: ASCE, 2005

Tabla 9. Categoría de diseño sísmico para períodos cortos.

Valor de S_{DS}	Categoría de ocupación		
	I o II	III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D	D

Fuente: ASCE, 2005

Tabla 10. Categoría de diseño sísmico para período de 1s

Valor de S_{D1}	Categoría de ocupación		
	I o II	III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D	D

Fuente: ASCE 2005

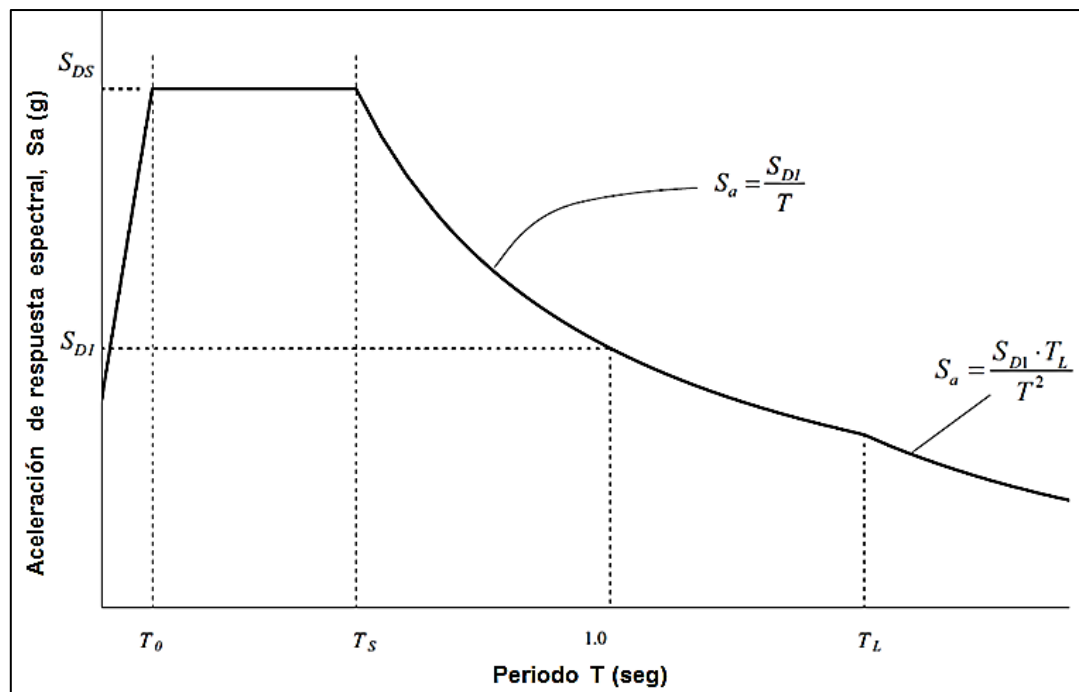


Figura 3. Espectro de respuesta de diseño típico. Fuente: ASCE, 2005

La carga sísmica en la estructura (E) está definida por dos componentes: E_h que es el efecto sísmico horizontal calculado a partir de la cortante basal (V) y modificado por el factor ρ . Y E_v que representa el efecto sísmico vertical calculado a partir de un porcentaje del parámetro de aceleración de respuesta espectral, S_{DS} , y de la carga muerta de la estructura (D) (*op. cit.*, p.36).

$$E = E_h + E_v \quad (\text{ec. 17})$$

$$E_v = 0,2 S_{DS} D \quad (\text{ec. 18})$$

$$E_h = \rho Q_E \quad (\text{ec. 19})$$

Donde ρ está destinado a reflejar la cantidad de redundancia en el sistema de fuerza de resistencia lateral en cada dirección aplicable a la estructura, el valor de ρ puede ser 1,0 o 1,3; y Q_E es el efecto de las fuerzas sísmicas horizontales.

2.2.3. Métodos de diseños

2.2.3.1. Método de diseño por rotura

El diseño por rotura se fundamenta en la predicción de la carga que ocasiona la falla del elemento y analiza el modo de colapso del mismo. Este método toma en consideración el comportamiento inelástico del acero y el concreto y, por lo tanto, se estima mejor la capacidad de carga de la pieza, permite controlar el modo de falla de una estructura compleja considerando la resistencia última de las diversas partes del sistema. Algunos elementos se diseñan con menor margen de seguridad que otros para así incluir su falla primero (Harmsen, 2005).

Las cargas de servicio se estiman haciendo uso de los códigos, reglamentos o normas y el análisis estructural se efectúa bajo la hipótesis de un comportamiento inelástico de la estructura. Tanto el código ASCE 7-05 y

el ACI 318-11 clasifican las cargas en: permanentes, sismo, viento, etc. y proponen expresiones para calcular la carga última del diseño. La carga última del diseño es la suma de las diversas cargas actuantes en la estructura, afectadas por un factor de amplificación. Este factor pretende mostrar la probabilidad que existe de que la carga estimada sea superada en la realidad.

2.2.3.2. Métodos de los estados límites

Este método establece que para el diseño de elementos estructurales, las solicitaciones sobre la estructura deben determinarse de tal manera que produzcan el efecto más desfavorable, lo cual puede ocurrir cuando una o varias de ellas actúan simultáneamente. Por esta razón, se estudian las combinaciones de cargas en estado límite de agotamiento resistente, el cual se alcanza cuando se agota la resistencia de la estructura o de alguno de sus miembros (COVENIN, 2006).

Hay dos tipos de estados límites: estados límites últimos y estados límites de servicio. Los estados límites últimos están relacionados con situaciones de riesgo que pueden involucrar consecuencias tales como el colapso estructural. Los estados límites de servicio están relacionados con la pérdida de funcionalidad, y en el diseño de fundaciones muchas veces son provocados por asentamientos excesivos (*ibídem*).

El diseño por factores de carga y resistencia es una metodología de diseño que se utiliza para verificar los estados límites últimos y de servicio de las estructuras, en el cual las cargas de diseño se mayoran y las resistencias de diseño se minoran multiplicando por factores mayores y menores que la unidad, respectivamente. (AASHTO, 1998).

2.2.4. Combinaciones de cargas

Las combinaciones básicas de carga establecidas en la Sección 2 de ASCE 7-05 (ver tablas 11 y 12), son las mínimas para ser consideradas para el diseño de edificios y estructuras. El factor asignado a cada carga está influenciado por el grado de precisión con el cual normalmente se puede calcular la carga y por las variaciones esperadas para dicha carga durante la vida de la estructura.

Según (*op. cit.*, p.36) D es la carga muerta, E la carga debido al sismo, F las cargas debido a líquidos o presión lateral del mismos, H las cargas debido a terrenos o presión lateral de los mismos, L la cargas vivas, L_r las cargas vivas en azoteas o tejados, R las cargas debidas a lluvias, S las cargas debidas a nieve, W las cargas debido al viento y U es la resistencia requerida para soportar las cargas amplificadas o sus momentos o fuerzas internas

Tabla 11. Combinaciones básicas de carga última

$$U = 1,4(D + F)$$

$$U = 1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (L \text{ or } 0.8W)$$

$$U = 1.2D + 1.6W + L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$U = 1.2D + 1.0E + L + 0.2S$$

$$U = 0.9D + 1.6W + 1.6H$$

$$U = 0.9D + 1.0E + 1.6H$$

Fuente: ASCE, 2005

Tabla 12. Combinaciones básicas de carga de servicio

$$U = D + F$$

$$U = D + H + F + L + T$$

$$U = D + H + F + (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$U = D + H + F + 0.75(L + T) + 0.75(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$U = D + H + F + (W \text{ o } 0.7 E)$$

$$U = D + H + F + 0.75(W \text{ o } 0.7 E) + 0.75L + 0.75(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$U = 0.6D + W + H$$

$$U = 0.6D + 0.7E + H$$

Fuente: ASCE, 2005

En el caso para instalaciones industriales se deben tomar las consideraciones de diseño y realizar una deducción de las combinaciones básicas dadas por la ASCE 7-05, en la tabla 13 se muestran dichas combinaciones para recipientes verticales en estado límite de servicio y último.

Tabla 13. Combinaciones de carga

Servicio	Ultimo
$U = D_e$	$U = 1.4D_e$
$U = D_o$	$U = 1.4D_o$
$U = D_e + L$	$U = 1.2D_e + 1.6L$
$U = D_o + L$	$U = 1.2D_o + 1.6L$
$U = D_e + W$	$U = 1.2D_e + 0.8W$
$U = D_o + W$	$U = 1.2D_o + 0.8W$
$U = D_e + 0.7E$	$U = 1.2D_e + 1.6W + L$
$U = D_o + 0.7E$	$U = 1.2D_o + 1.6W + L$
$U = D_e + 0.75W$	$U = 1.2D_e + E + L$
$U = D_o + 0.75W$	$U = 1.2D_o + E + L$
$U = D_e + 0.53E$	$U = 0.9D_e + 1.6W$
$U = D_o + 0.53E$	$U = 0.9D_o + 1.6W$
$U = 0.6D_e + W$	$U = 0.9D_e + E$
$U = 0.6D_o + W$	$U = 0.9D_o + E$
$U = 0.6D_e + 0.7E$	$U = 1.4D_t$
$U = 0.6D_o + 0.7E$	$U = 0.9D_f + W$
$U = D_f + W$	
$U = 0.6D_t + W$	

Fuente: ASCE, 2005

2.2.5. Cimentaciones profundas

Cuando un suelo es demasiado débil o compresible para proporcionar un soporte adecuado, y las cargas deben ser transmitidas a un estrato de material con mayor capacidad portante a mayor profundidad, el uso de

cimentaciones superficiales como zapatas o losas de cimentación no son suficientes y la solución más adecuada es la implementación de pilotes o pilas. Los pilotes son miembros estructurales con un área de sección transversal pequeña, comparada con su longitud, estos pueden ser instalados mediante hincado o vaciados en sitio en grupos o en filas (Peck *et al.* 2007).

El mecanismo de transferencia o disipación de cargas al suelo por las fundaciones profundas puede ser por tensiones normales en la punta del elemento o por tensiones tangenciales en la superficie lateral del mismo (fricción). Dependiendo de las condiciones y características de los estratos del suelo y de su capacidad portante, esta transferencia puede darse de manera combinada entre punta y fricción (Delanoye, 2003). En la figura 4 se muestra un esquema de las cimentaciones profundas cuando trabajan a punta o a fricción (fuste).

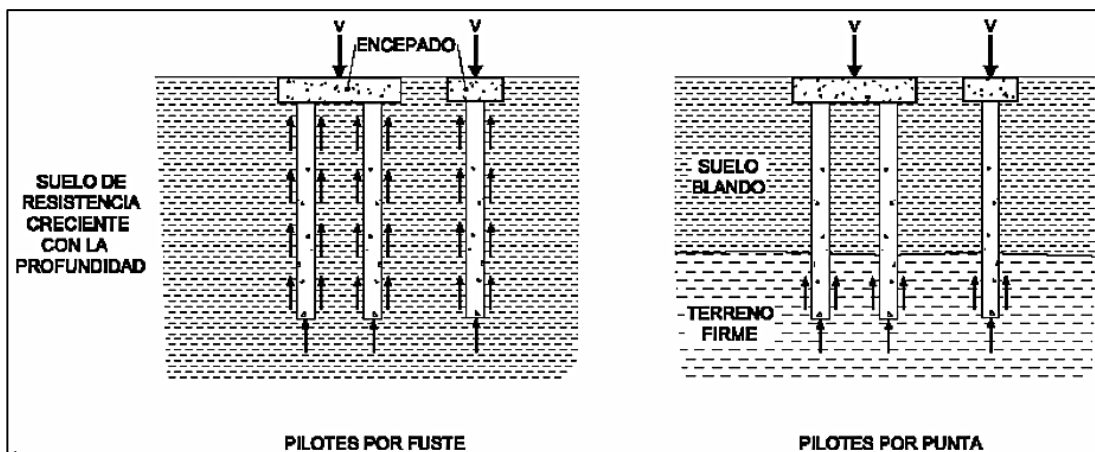


Figura 4. Esquema de cimentaciones profundas (pilotaje). Fuente: Delanoye, 2003

2.2.6. Tipos de pilotes

Existen diferentes tipos de pilotes, y la selección del más adecuado depende del tipo de carga a soportar, de las condiciones del subsuelo y de la localización del nivel freático. Los pilotes se pueden categorizar dependiendo

del material en el cual son fabricados, pudiendo ser estos de concreto, acero, madera o compuestos (Das, 1999).

a) Pilotes de acero: Son generalmente a base de tubos o de perfiles tipo H laminados; estos últimos son los recomendables ya que los espesores de sus almas y patines son iguales. Los pilotes de tubo se hincan en el terreno con sus extremos abiertos o cerrados. También se usan vigas de acero de patín ancho y de sección I, aunque no son recomendables en virtud de que los espesores del alma son menores que los espesores de los patines. Cuando es necesario, los pilotes de acero se empalman por medio de soldadura, remaches o tornillos. Cuando se esperan condiciones difíciles de hincado, como a través de grava densa, lutitas y roca blanda, los pilotes de acero se usan adaptados con puntas o zapatas de hinchado. Este tipo de pilotes están sometidos a corrosión y para contrarrestar este efecto se recomienda la aplicación de recubrimientos epóxicos en la fábrica (*ibídem*).

b) Pilotes de concreto: Pueden ser prefabricados o colados *in situ*. Los prefabricados se preparan usando refuerzo ordinario y son cuadrados u octagonales en su sección transversal. El refuerzo se proporciona para que el pilote resista el momento flexionante desarrollado durante su manipulación y transporte, la carga vertical y el momento flexionante causado por carga lateral. Los pilotes son fabricados a las longitudes deseadas y curados antes de transportarlos a los sitios de trabajo (*ibídem*).

Los pilotes colados *in situ* se construyen perforando un agujero en el terreno y llenándolo con concreto. Éstos pueden ser ademados o no ademados: los primeros se hacen hincando un tubo de acero en el terreno con ayuda de un mandril colocado dentro del tubo, y cuando el pilote alcanza la profundidad apropiada, se retira el mandril y el tubo se llena de concreto; mientras que los últimos, se hacen hincando primero el tubo a la profundidad

deseada, llenándolos de concreto fresco y el tubo se retira gradualmente (*op. cit., p.48*).

c) Pilotes de madera: Son troncos de árboles cuyas ramas y corteza son cuidadosamente cortadas. La longitud máxima de la mayoría de los pilotes de madera es de entre 30 y 65 pies (10-20m), para calificar como pilote, la madera debe ser recta, sana y sin defectos. Este tipo de pilotes no resisten altos esfuerzos al hincarse; por lo tanto su capacidad se limita aproximadamente a 25-30 toneladas (220-270 kN). Se deben usar zapatas de acero para evitar daños en la punta del pilote (en el fondo), la parte superior de éstos también tienden a dañarse al ser hincados, y para impedirlo se usa una banda metálica, capuchón o cabezal. Debe evitarse el empalme de los pilotes de madera, particularmente cuando se espera que tomen cargas de tensión o laterales (*op. cit., p.48*).

d) Pilotes compuestos: Tienen las porciones superior e inferior hecha de diferentes materiales, por ejemplo, se fabrican de acero y concreto o de madera y concreto. Los pilotes de acero y concreto consisten en una porción inferior de acero y en una porción superior de concreto colado en el lugar. Este tipo es el usado cuando la longitud del pilote requerido para un apoyo adecuado excede la capacidad de los pilotes simples de concreto colados en el lugar. Los de madera y concreto consisten en una porción inferior del pilote de madera debajo del nivel permanente del agua y en una porción superior de concreto. En cualquier caso, la formación de juntas apropiadas entre dos materiales diferentes es difícil y por eso, los compuestos no son los más usados (*op. cit., p.48*).

Además de la clasificación dada, los pilotes se dividen en tres categorías principales dependiendo de sus longitudes y del mecanismo de transferencia de carga al suelo: de carga de punta, de fricción y de

compactación. Se requiere de un buen juicio a la hora de seleccionar el tipo de pilote y estimar su longitud (*op. cit.*, p.48).

2.2.7. Capacidad de soporte

2.2.7.1. Capacidad de carga de pilotes y grupo de pilotes

Para el diseño de los pilotes se debe conocer la capacidad de carga admisible de estos, para lo cual es necesario calcular la capacidad de carga última de cada uno. La capacidad portante de un grupo de pilotes puede no ser igual a la suma de las capacidades individuales, por lo que debe considerarse el comportamiento del grupo como un todo. En ciertas condiciones del terreno, el suelo que rodea la parte superior del pilote se puede asentar con relación al mismo, cambiando la dirección de las fuerzas de fricción en el lado del pilote y tendiendo a jalarlo hacia abajo. Este fenómeno, conocido como fricción negativa, produce una carga adicional en el pilote, de modo que reduce su capacidad de soporte (Fratelli, 1993).

2.2.7.2. Capacidad de carga última en suelo granular

La capacidad de carga última de un pilote está compuesta por la resistencia a la fricción y la resistencia por punta. En el caso de los pilotes en arena, la carga límite por fricción lateral se obtiene de multiplicar el coeficiente de fricción entre suelo y pilote, por la presión horizontal que ejerce el suelo en la altura total del fuste. Esta presión horizontal es función de la sobrecarga vertical del suelo en contacto con el pilote, y aumenta con la profundidad (ver figura 5) (Meyerhof, 1976).

$$Q_u = Q_s + Q_b \quad \text{ec. 20}$$

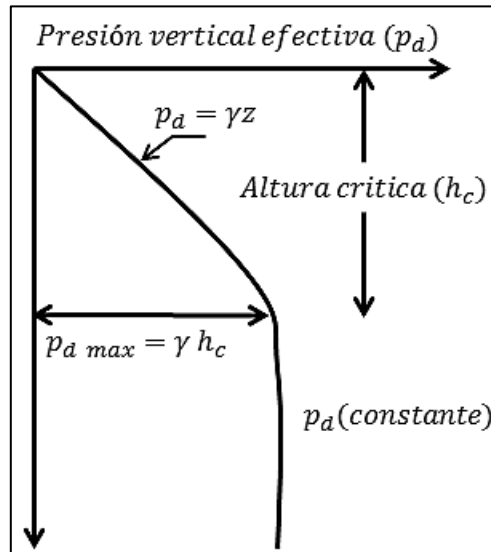


Figura 5. Diagrama de la presión efectiva. Fuente: Fratelli 1993

Fricción lateral a la profundidad z

$$f = K_s p_d \operatorname{tg} \delta \quad \text{ec. 21}$$

Dónde: K_s es el coeficiente de presión lateral de tierra cuyo valor depende de la forma de instalación (ver tabla 14). El hincado de un pilote incrementa el valor de K_s pues la arena se densifica, hasta 8 m alrededor del fuste. p_d es esfuerzo efectivo vertical a la profundidad z (ecuación 22), δ = ángulo de fricción entre el pilote y el suelo

$$p_d = \gamma z \quad \text{ec. 22}$$

Tabla 14. Coeficiente de presión lateral para pilotes hincados

Material del pilote	K_s	
	Densidad relativa baja ($\Phi < 35^\circ$)	Densidad relativa alta ($\Phi > 35^\circ$)
Acero	0,5	1,0
Concreto	1,0	2,0
Madera	1,5	4,0

Fuente: Meyerhof, 1976

Para un pilote rodeado por suelo granular entre las profundidades z_1 y z_2 , la resistencia por fricción lateral, según Terzaghi (1967), está dada por la ecuación 23, Donde A_s es el área empotrada de z_1 a z_2 . Esta ecuación evalúa el área donde la presión efectiva va en aumento.

$$Q_s = \frac{1}{2} K_s \gamma (z_1 + z_2) \operatorname{tg} \delta A_s \quad \text{ec. 23}$$

(*op. cit.*, p.50) Para considerar la fricción cuando el esfuerzo es constante dedujo la ecuación 24, Donde P es el perímetro del pilote y el área del diagrama de la presión efectiva se muestra en la figura 5 la cual se toma empotrada de z_1 a z_2 . Si el pilote está parcialmente sumergido, las contribuciones por encima y por debajo del nivel freático deben calcularse separadamente.

$$Q_s = P \text{ el area del diagrama } p_d K_s \operatorname{tg} \delta \quad \text{ec. 24}$$

En el cálculo de la resistencia por punta se obtiene con la expresión:

$$Q_b = p_b N_q + 0,3 \gamma D N_\gamma A_b \quad \text{ec. 25}$$

$$p_b = \gamma h_c \quad \text{ec. 26}$$

Dónde: p_b es el esfuerzo efectivo de sobrecarga en la base del pilote calculado con el γ del estrato donde se encuentra la punta, A_b es el área de la base del pilote, D el diámetro del pilote, $N_q; N_\gamma$ son coeficientes empíricos de soporte según figuras 6 y 7 para arenas; en la tabla 15 se muestran valores más exactos para diferentes ángulos de fricción en suelos granulares.

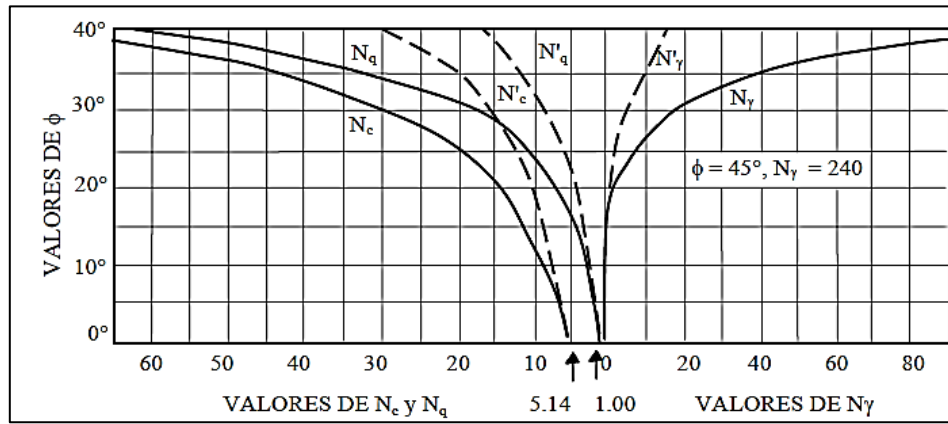


Figura 6. Coeficientes empíricos de soporte. Fuente: Terzaghi (1955)

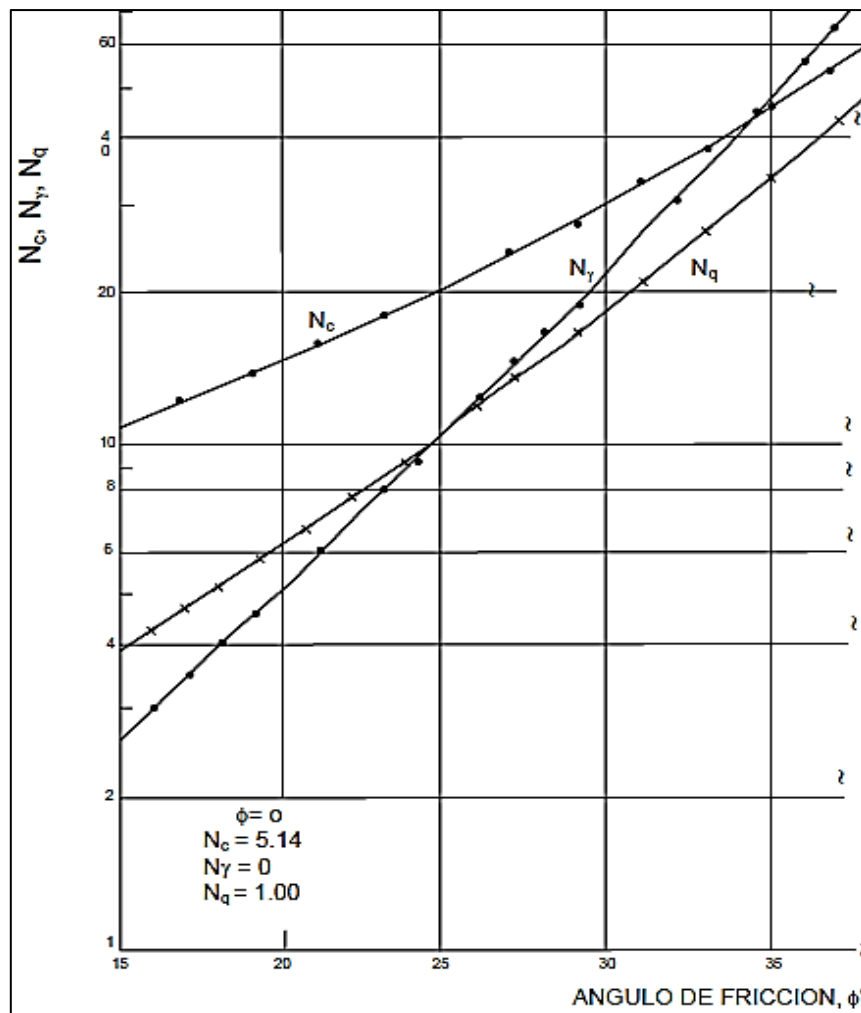


Figura 7. Parámetros de capacidad portante para arenas. Fuente: Vesic (1973)

Tabla 15. Factores de capacidad de carga

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q / N_c	$\text{tg } \phi$
0	5,14	1,00	0,00	0,20	0,00
1	5,35	1,09	0,07	0,20	0,02
2	5,63	1,20	0,15	0,21	0,03
3	5,90	1,31	0,24	0,22	0,05
4	6,19	1,43	0,34	0,23	0,07
5	6,49	1,57	0,45	0,24	0,09
6	6,81	1,72	0,57	0,25	0,11
7	7,16	1,88	0,71	0,26	0,12
8	7,53	2,06	0,86	0,27	0,14
9	7,92	2,25	1,03	0,28	0,16
10	8,35	2,47	1,22	0,30	0,18
11	8,80	2,71	1,44	0,31	0,19
12	9,28	2,97	1,69	0,32	0,21
13	9,81	3,26	1,97	0,33	0,23
14	10,37	3,59	2,29	0,35	0,25
15	10,98	3,94	2,65	0,36	0,27
16	11,63	4,34	3,06	0,37	0,29
17	12,34	4,77	3,53	0,39	0,31
18	13,10	5,26	4,07	0,40	0,32
19	13,93	5,80	4,68	0,42	0,34
20	14,83	6,40	5,39	0,43	0,36
21	15,82	7,07	6,20	0,45	0,38
22	16,88	7,82	7,13	0,46	0,40
23	18,05	8,66	8,20	0,48	0,42
24	19,32	9,60	9,44	0,50	0,45
25	20,72	10,66	10,88	0,51	0,47

Fuente: Vesic 1973

2.2.7.3. Capacidad admisible

La capacidad admisible de un pilote se obtiene dividiendo la carga última por un factor de seguridad. Los factores de seguridad se pueden aplicar a la capacidad de carga última o a las capacidades de carga por fricción y por punta separadamente. La capacidad de carga admisible se toma como el menor valor entre las ecuaciones 27 y 28.

$$P_{adm} = \frac{Q_s + Q_b}{2} \quad \text{ec. 27}$$

$$P_{adm} = \frac{Q_s}{1,5} + \frac{Q_b}{3,0} \quad \text{ec. 28}$$

2.2.7.4. Capacidad de carga de grupos de pilotes

Eficiencia de grupo

$$E_f = \frac{\text{carga promedio en pilote en grupo en la falla}}{\text{carga de falla en pilote individual}} \quad \text{ec. 29}$$

Los pilotes hincados compactan al suelo granular, aumentando su capacidad portante. Ensayos en modelos han demostrado que los factores de eficiencia de grupo de pilotes hincados en arena pueden llegar hasta 2. En pilotes excavados, la acción de excavación más bien reduce que aumenta la compactación, por lo que el factor de eficiencia de grupo es difícil que sea mayor que 1. (Sayed, M. y Bakeer, M. 1992).

En diseño se usa un factor de eficiencia de grupo de 1 para todo tipo de pilotes en suelo granular. Esto significa que se ignoran los efectos de grupo al predecir la capacidad portante. Sin embargo, los pilotes excavados deben tener un espaciamiento mayor que 3 diámetros medido de centro a centro (*ibídem*).

2.2.7.5. Asentamiento de un pilote en arena o grava

El asentamiento de un pilote hincado en suelo granular denso es muy pequeño y debido a que el asentamiento en suelo granular es rápido, generalmente no hay problema. En pilotes excavados o pilotes hincados en suelo granular suelto, el asentamiento puede ser significativo, pero no existen métodos aceptados de predecir asentamientos con exactitud. Como una aproximación gruesa, el desplazamiento vertical de un pilote puede estimarse como una carga puntual en la base del pilote. Sin embargo, el

único método confiable para obtener la deformación de un pilote en un suelo granular es ejecutar un ensayo de carga (Liu, C. y Evett, J. 2004).

2.2.7.6. Asentamiento de un grupo de pilotes

El asentamiento promedio de un grupo de pilotes puede estimarse tratando al grupo como una cimentación equivalente con un área en planta igual al área del grupo. Para pilotes que trabajan predominantemente por punta (arenas), se asume que la cimentación estará en la base de los pilotes. Para pilotes por fricción (arcillas), se asume los dos tercios de la longitud de empotramiento, y si existe una capa superior granular o arcilla blanda, los dos tercios de la profundidad de empotramiento en la arcilla portante. Lo anterior se ilustra en la Figura 8 (*ibídem*).

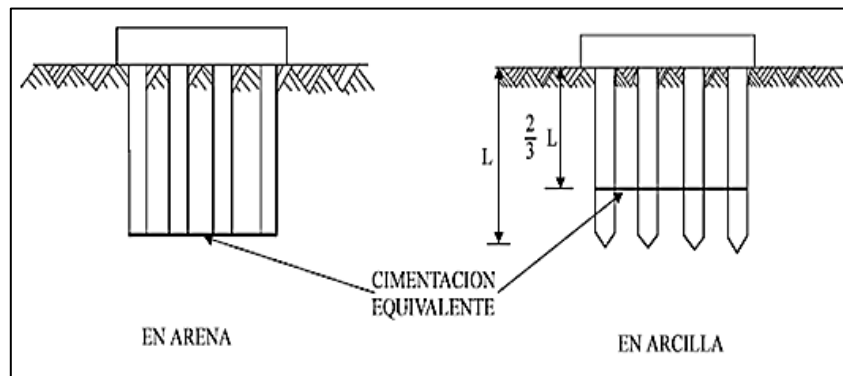


Figura 8. Cimentación profunda equivalente. Fuente: (Liu, C. y Evett, J. 2004)

2.2.7.7. Compresión del pilote

La compresión del pilote puede ser una parte significativa del asentamiento total, pero, a diferencia del asentamiento por consolidación, ocurrirá instantáneamente cuando se aplica la carga al pilote. Se puede evaluar asumiendo que bajo la carga de trabajo (o carga de ensayo), las proporciones de la carga por fricción y por punta son las mismas que en la falla. Por lo tanto, la carga última es formada por la carga en el fuste y en la punta (*ibídem*).

$$\text{Soportado por la punta} \quad Q * \frac{Q_b}{Q_u} \quad (\text{ec. 30})$$

$$\text{Soportado por fricción} \quad Q * \frac{Q_s}{Q_u} \quad (\text{ec. 31})$$

La carga por punta será transmitida en toda la longitud del pilote y la carga por fricción será reducida con la profundidad. En arcillas, donde la fricción (adhesión) permanece constante con la profundidad, el esfuerzo promedio será la mitad del de la superficie. En arenas, donde la fricción aumenta linealmente con la profundidad, el esfuerzo promedio equivalente será dos tercios del valor de superficie. Por lo tanto, para un pilote de longitud L y sección AP , el esfuerzo promedio equivalente será (*op. cit.*, p.56):

$$\text{en arcillas} \quad \sigma_{pr} = \frac{Q}{A_p} \frac{Q_b + \frac{1}{2} Q_s}{Q_u} \quad (\text{ec. 32})$$

$$\text{en arenas} \quad \sigma_{pr} = \frac{Q}{A_p} \frac{Q_b + \frac{2}{3} Q_s}{Q_u} \quad (\text{ec. 33})$$

Y la compresión elástica del pilote será:

$$\rho_e = \frac{\sigma_{pr} L}{E_p} \quad (\text{ec. 34})$$

Donde E_p es el módulo de Young para el material del pilote en la dirección longitudinal.

2.2.8. Pedestales

Los pedestales son elementos que forman parte de las fundaciones, estos permiten incrementar el área de contacto de la estructura soportada con la base, transmitiendo las cargas axiales y los momentos flectores a la

zapata o cabezal (*op. cit., p.50*). En el caso de cimentaciones para instalaciones industriales como cilindros verticales, cuando la conexión es a través de pernos de anclaje, las dimensiones del pedestal se calculan tomando en cuenta el diámetro del círculo de pernos, el diámetro de los pernos y la distancia mínima al borde requerida por norma; dependiendo del ancho que dé como resultado, éste puede ser cuadrado u octagonal, y la forma de la zapata o cabezal debe estar en concordancia con la forma del pedestal.

2.2.9. Cabezales

Los cabezales o también llamados encepados, son elementos estructurales monolíticos de concreto armado. Éstos se encargan de conectar las cabezas de los pilotes, resistir las cargas gravitacionales, las laterales y los momentos flectores de las columnas, transmitiéndolos a los pilotes en forma de cargas axiales exclusivamente; además, impiden el asentamiento de los pilotes aislados, o la falla localizada en alguno de ellos, por concentraciones de esfuerzos. Las formas geométricas y las dimensiones de los cabezales dependen del número de pilotes que conectan, su separación y el recubrimiento adoptado, el cual varía entre diez a quince centímetros (*op. cit., p.50*).

En los cabezales, las reacciones del suelo actúan como cargas concentradas en el eje de los pilotes, los cuales tienen gran capacidad de carga y se encargan de transmitir las mismas al suelo. Si se suman todas las reacciones de los pilotes de un mismo cabezal, y se dividen por el área en planta de éste, se obtiene una presión estática equivalente, la cual en general alcanza magnitudes considerables, lo cual exige que la altura del encepado sea buena de manera que suministre una rigidez adecuada con el fin de distribuir la carga a todos los pilotes de manera uniforme (Nilson, 1999).

2.2.9.1. Método de las bielas o método puntal-tensor:

Este método supone que el material presenta un comportamiento rígido plástico, debido a que tiene su fundamento en la teoría de la plasticidad. Al tomar este principio, el elemento no se deforma hasta que llega a una tensión de fluencia, a partir de la cual se deforma sin incremento de tensión. En estructuras de hormigón armado es posible diferenciar dos tipos de regiones, que dependen de la distribución de los esfuerzos en cada una de ellas; en el primer tipo de regiones, es posible aplicar el principio de Bernoulli, relativo a las secciones planas sometidas a flexión que se mantienen planas durante la deformación. Fuera de ellas, se encuentra el segundo tipo de regiones, las cuales se relacionan con la existencia de fuerzas concentradas o con variaciones bruscas en la geometría de las estructuras y en las cuales no es aplicable el principio de Bernoulli (García, 2001).

Al establecer este modelo se presentan tres elementos que componen el sistema resistente: las bielas o puntales, los tirantes y los nudos, siendo los últimos las zonas donde se interceptan los elementos anteriores. Para evitar la plastificación de los materiales y asegurar que resultarán satisfechas las condiciones de servicio, las bielas deben ser dispuestas siguiendo la orientación de las tensiones principales de compresión del hormigón, y los tirantes siguiendo las orientaciones de las tensiones principales de tracción (*ibídem*). En la figura 9 se pueden distinguir estos elementos en una sección que correspondería a la unión entre un pilote y el cabezal, al igual que el ángulo que debe haber entre las bielas y los tirantes.

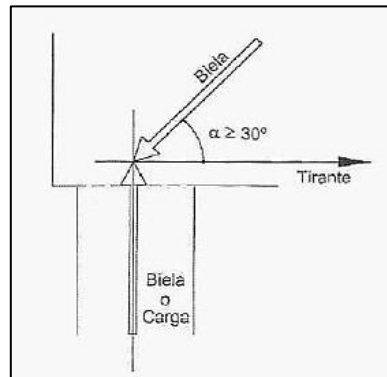


Figura 9. Ángulo permitido entre biela y tirante. Fuente: García, 2001

En las cabezas de los pilotes se elimina la presencia de momentos flectores debido a que la conexión entre el cabezal rígido y los pilotes se supone articulada; por lo tanto, éstos sólo resisten cargas axiales aplicadas según su eje longitudinal. La carga de la estructura soportada se transmite a los pilotes, atravesando un medio continuo ideal dentro de la masa de concreto del cabezal, por medio de las bielas, en forma de delgados prismas o cilindros de concreto, que unen el centro de la base del pedestal con el centro de la cabeza de los pilotes (*op. cit.*, p.50).

2.2.9.2. Método de la flexión

Este método consiste en el diseño del cabezal como una viga. Los cabezales analizados como vigas, deben cumplir los requisitos de flexión, corte y punzonado; de igual manera, la resistencia debe ser adecuada para que los miembros soporten las cargas elevadas en las combinaciones estipuladas, y se asegure un comportamiento adecuado en régimen de servicio (*op. cit.*, p.50).

2.2.10. Anclaje al concreto

El diseño de los anclajes en hormigón se debe ocupar tanto de la resistencia del acero de los anclajes como de aquella asociada con la porción de los anclajes que está empotrada. La menor de estas dos

resistencias es la que determina el diseño. La resistencia del acero de un anclaje depende de las propiedades del acero y del tamaño del anclaje. La resistencia de la porción empotrada del anclaje depende de su longitud de empotramiento, de la resistencia del hormigón, de la proximidad de otros anclajes, de la distancia a los bordes libres, y de las características del extremo empotrado del anclaje (*op. cit.*, p.28).

Los modos de falla relacionados con la resistencia del acero son simplemente la falla por tracción (ver figura 10) y la falla por corte (ver figura 11) del acero del anclaje. La resistencia del acero del anclaje es relativamente fácil de calcular pero rara vez controla el diseño de una conexión, a menos que haya un requisito específico que indique que el diseño debe ser controlado por la resistencia de los elementos de acero dúctil.

- Desprendimiento del hormigón de un anclaje: Falla de un cono de hormigón que comienza en el extremo empotrado de un anclaje solicitado a tracción (figura 10 iii), o en el punto donde un anclaje solicitado a corte ubicado cerca de un borde ingresa al hormigón (figura 11 iii)
- Arrancamiento de un anclaje por tracción: Arrancamiento de un anclaje como el que se podría producir en el caso de un anclaje con cabeza pequeña (Figura 10 ii).
- Descascaramiento del recubrimiento lateral de hormigón de un anclaje traccionado: Descascaramiento que se produce en la cabeza empotrada de un anclaje ubicado cerca de un borde libre (Figura 10 v)
- Arrancamiento del hormigón de un anclaje por corte: Modo de falla por corte que se produce cuando un anclaje corto arranca una cuña de hormigón de la parte posterior del anclaje (Figura 11 ii)

- Hendimiento: Modo de falla por tracción que se relaciona con los anclajes colocados en elementos de hormigón de relativamente poco espesor (Figura 10 iv)

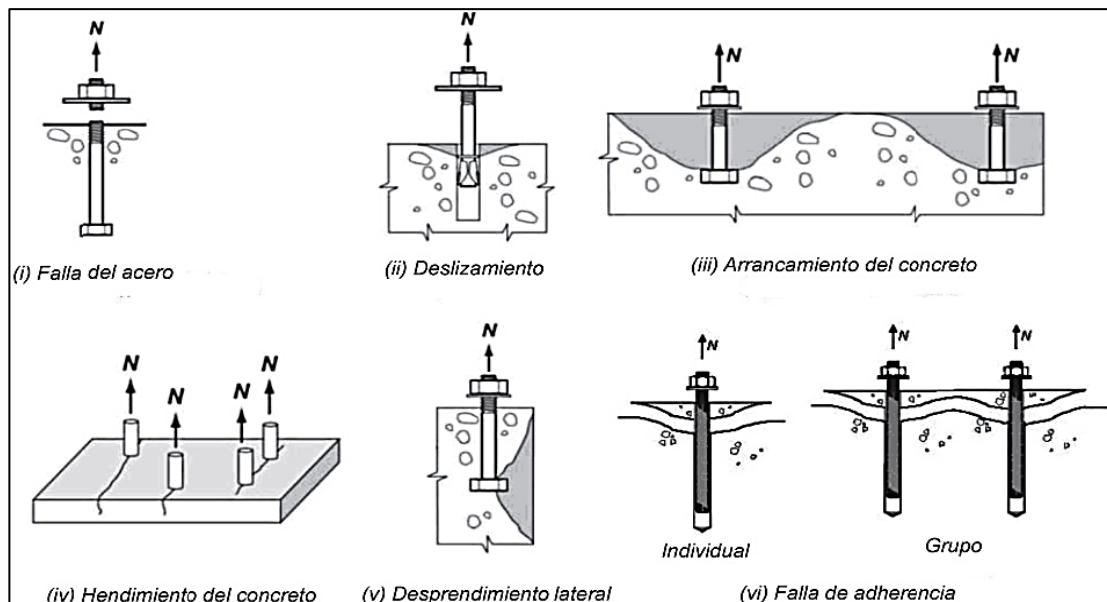


Figura 10. Fallas de los pernos sometidos a tracción. Fuente: ACI, 2011

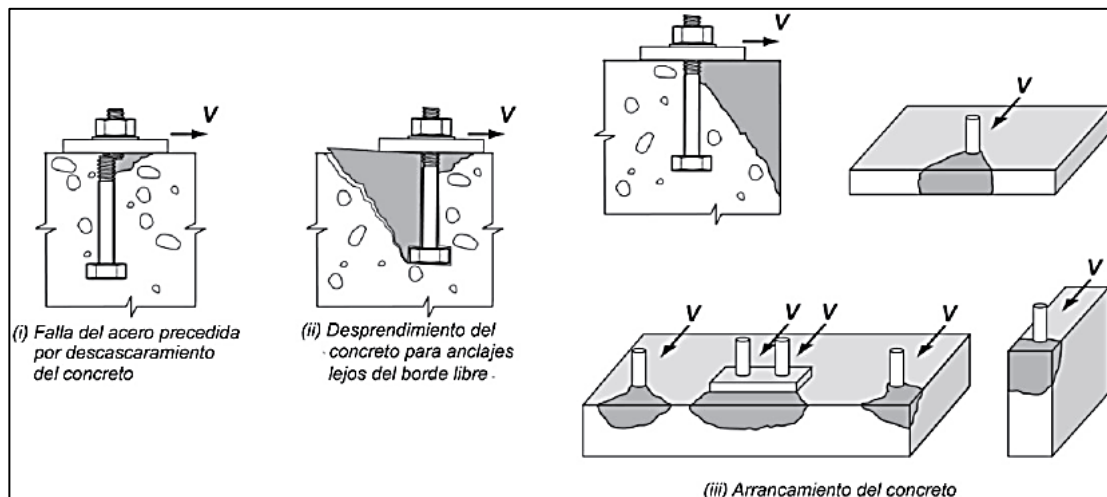


Figura 11. Fallas de los pernos sometidos a corte. Fuente: ACI, 2011

2.2.11. Software de diseño

STAAD Foundation Advanced V8i es un programa computacional para el análisis estructural y diseño de fundaciones, desarrollado por la compañía Bentley Systems. Es compatible con varios códigos internacionales de diseño que refieren al acero, el hormigón y la madera. Este software permite el diseño y análisis de estructuras simples o complejas sometidas a diferentes condiciones de carga, incluyendo los efectos de la gravedad (cargas vivas y muertas), las cargas laterales (viento y sismo), y los efectos dependientes del tiempo.

A través del método de elementos finitos, el programa tiene la capacidad de crear mallas para el diseño y análisis de elementos. Asimismo, comprueba modelos para secciones en frío; diseña vigas, columnas y paredes; genera automáticamente los dibujos y la documentación asociada al modelado estructural, e integra diseños de losa y de cimentaciones.

CAPITULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1. Tipo de investigación

Para alcanzar el propósito final de este trabajo, de acuerdo a lo establecido en el planteamiento del problema y en los objetivos, analizando las consideraciones de los autores en relación a las distintas modalidades de la investigación, se llegó a la conclusión que esta propuesta era de tipo aplicada con un diseño mixto de investigación bibliográfica y de campo.

Al respecto, se señala que la investigación aplicada tiene como finalidad la búsqueda y consolidación del saber, la aplicación de los conocimientos para la resolución de problemas, y mejorar la producción. Ésta requiere partir de una situación problemática que debe ser intervenida y mejorada; seleccionar una teoría, para luego exponerla en sus conceptos centrales y en sus rasgos contextuales; examinar el problema a la luz de la teoría seleccionada, generando un prototipo de acción, con el cual se busca la resolución del mismo; ensayar y probar el prototipo descrito, para determinar la probabilidad del modelo aplicativo para resolver la situación problema (Padrón, 2006).

De esta manera se confirma que los objetivos planteados para abordar el tema de estudio eran totalmente adecuados a la investigación aplicada, ya que partiendo de la necesidad de asentar las torres de fraccionamiento sobre una fundación adecuada a su funcionamiento, se aplicaron los criterios y consideraciones de las normas internacionales en los respectivos análisis eólicos y sísmicos de la estructura, proponiendo un modelo de fundación que

satisfaga los requerimientos del cliente, el cual posteriormente fue verificado con software de diseño para su respectiva validación.

En relación al lugar y los recursos con que se obtuvo la información, la investigación responde a un diseño mixto cuando participa de la naturaleza de la investigación documental y de la investigación de campo (Zorrilla, 1993).

La investigación documental depende fundamentalmente de la información que se obtiene o se consulta en documentos, entendiéndose por éstos todo material al que se puede acudir como fuente de referencia, sin que se altere su naturaleza o sentido, aportando información o dando testimonio de una realidad o acontecimiento (Hurtado, 2008). En este sentido, la revisión documental comprendió la consulta de libros, normas internacionales, enciclopedias, revistas electrónicas, tesis, planos referenciales, entre otros medios de información, que permitieron sustentar cada aspecto contemplado en la presente investigación.

Por su parte, la investigación de campo consiste en la recolección de datos directamente de los sujetos investigados, o de la realidad donde ocurren los hechos (datos primarios), sin manipular o controlar variable alguna. La información proviene de fuentes vivas, en virtud de que se obtiene en su ambiente natural, y también se emplean datos secundarios, sobre todo los procedentes de fuentes bibliográficas, a partir de los cuales se construye el marco teórico. No obstante, son los datos primarios del diseño de campo, los esenciales para alcanzar los objetivos y dar respuesta al problema planteado (Arias, 2006).

Es importante destacar que la memoria de cálculo y el estudio de suelo suministrados por el cliente corresponden a información tomada directamente

del sitio donde estarán ubicadas las torres de fraccionamiento. Por esta razón, se certifica que la investigación planteada tiene un diseño de campo.

3.2. Nivel de investigación

El nivel de una investigación viene dado por el grado de profundidad y alcance que se pretende con la misma. Así se tiene que una investigación puede ser exploratoria, correlacional, explicativa o descriptiva. Al analizar cada uno de estos niveles de investigación, de acuerdo a la definición asignada por diferentes autores, se evidencia que este trabajo responde al nivel descriptivo. En este sentido, se afirma que el propósito de la investigación descriptiva consiste en detallar la situación prevaleciente en el momento de realizarse el estudio (Salkind, 1999).

Antes de proponer un tipo de fundación fue necesario describir las condiciones del terreno donde se asentarán, especificar las características y funcionamiento de la estructura, y demostrar la influencia de ciertos factores en su comportamiento, para garantizar que el modelo propuesto cumplirá los requerimientos de diseño. De esta manera, la investigación descriptiva es la más idónea para responder a los resultados esperados.

3.3. Técnicas utilizadas

3.3.1. Técnicas e instrumentos para la recolección de datos

Las herramientas utilizadas para la recolección de información en el área de estudio fueron las entrevistas no estructuradas con especialistas en el área, y la revisión documental. Con respecto a las técnicas de observación directa, las mismas no requieren que el investigador realice el acopio de la información dirigiéndose hacia los sujetos que estudia. Las técnicas para obtener datos e información se emplearon para lo siguiente:

Entrevistas: Se requirieron para consultar y aclarar los análisis estructurales y otros aspectos con especialistas en el área de diseño.

Revisión documental: A través de este instrumento se obtuvo información importante para elaborar las bases teóricas referenciales que sustentaron el trabajo, en relación a las características y aspectos relevantes a considerados en el proyecto de estudio, mediante la consulta de distintas fuentes bibliográficas, manuales, normas, planos de la estructura, proyectos anteriores, entre otros.

3.3.2. Técnicas para el análisis de los datos

Después de recopilar los datos que se obtuvieron como resultado de las diferentes técnicas aplicadas, fue necesario analizarlos en forma clara. En el desarrollo de la presente investigación se utilizaron las técnicas de análisis cualitativo, para analizar, comprender y predecir el funcionamiento de la estructura, antes de hacer cuentas precisas. Asimismo, se requirió del análisis cuantitativo para determinar el valor de las reacciones y fuerzas internas que actúan sobre la misma estructura bajo diversos estados críticos de carga.

El análisis de datos cuantitativos es una operación que se efectúa con toda la información numérica de la investigación, la cual se presenta en cuadros, tablas y medidas antes o después de los cálculos requeridos. En el mismo orden de ideas, el análisis de datos cualitativos se efectúa cotejando los datos en referencia para evaluar la fiabilidad de cada información; si los datos al ser comprobados no arrojan ninguna discrepancia seria, y si cubren los aspectos requeridos habrá que expresar lo que representan a través de conclusiones (Sabino, 1992).

CAPITULO IV

RESULTADOS

4.1. Etapas del proyecto

Para esta investigación fue necesario como primer paso realizar la búsqueda y compilación de la información necesaria para desarrollar las bases teóricas referenciales que sustentaron el trabajo, mediante la consulta de libros impresos y electrónicos, normas internacionales, enciclopedias, revistas electrónicas, tesis, especificaciones técnicas del cliente, planos referenciales, entre otros. Luego se procedió al entrenamiento que recibió el investigador sobre el uso de los softwares de diseño asistido por computador AutoCAD 2015 y STAAD Foundation Advanced, asimilando el nivel de conocimiento y destrezas requeridas para el manejo de los mismos.

La siguiente etapa comprendió la aplicación de las consideraciones de la norma ASCE 7-05 para determinar las acciones producidas por los efectos eólicos y sísmicos sobre las torres de fraccionamiento. Posteriormente con los resultados obtenidos del análisis de la superestructura, más el estudio geotécnico suministrado por el cliente, se determinaron las dimensiones adecuadas de la fundación conforme a los principios de mecánica estructural contenidos en las normas ACI 318-11 y ASCE 7-05, a través de cálculos matemáticos correspondientes al comportamiento de la fundación. A través de entrevistas se realizaron consultas y/o aclaratorias con los ingenieros especialistas en el tema.

Después de estudiar los planos referenciales suministrados por el cliente sobre las torres de fraccionamiento, y el análisis de las condiciones a las que están sometidas, se realizó un modelo con el uso del software

comercial STAAD Foundation Advanced. Concluido el modelado del elemento, se comparó la información resultante del análisis mecánico estructural realizado por los métodos convencionales, y los del software de diseño, con finalidad de validar los resultados obtenidos y asegurar que las dimensiones de la fundación y el detallado final de los elementos que la componen fueron los adecuados.

Al determinar el modelo de fundación que responde a los requerimientos de las torres de fraccionamiento, se dibujaron sobre un plano los detalles preliminares con la ayuda del Software AutoCAD 2015, los cuales fueron sometidos a revisión, para su aprobación por los representantes de la empresa.

4.2. Descripción de los equipos

Dentro del proyecto de ampliación en la Refinería Barranquilla, para aumentar su capacidad de producción de solventes, se tiene planificado la instalación de las torres de fraccionamiento T-321 y T-322 (ver figura 12). En la tabla 16 se muestran las características de las mismas, las cuales fueron facilitadas por el cliente dentro de las respectivas memorias de cálculos mecánicos y planos de los equipos (ver Anexos B y C). Según los planos preliminares se contaban con 8 pernos de anclajes para Ambas torres, luego de correcciones especificadas por el fabricante mecánico, cuentan con 12 pernos de anclaje de 2 pulgadas de diámetro con cabeza hexagonal, de acero ASTM F1554 grado 36 y una penetración efectiva en el concreto de 96 centímetros. Para mantener simetría entre las dos fundaciones, se realizó el diseño de la fundación para la torre T-321 por ser la que tenía mayores solicitaciones.

Tabla 16. Características de los equipos

(T-321)	Sistema Anglosajón	Sistema Internacional
Altura	67,64 ft	20,62 m
Diámetro	5,10 ft	1,56 m
espesor de la pared	0,63 in	15,88 mm
Peso en vacío	53.133,00 lb	24.100,72 kg
Peso en prueba	63.243,00 lb	28.686,54 kg
Peso en operación	63.243,00 lb	28.686,54 kg

(T-322)	Sistema Anglosajón	Sistema Internacional
Altura	67,64 ft	20,62 m
Diámetro	5,10 ft	1,56 m
espesor de la pared	0,63 in	15,88 mm
Peso en vacío	30.966,00 lb	14.045,94 kg
Peso en prueba	47.305,00 lb	21.457,19 kg
Peso en operación	47.305,00 lb	21.457,19 kg

Fuente: Planos de referencia

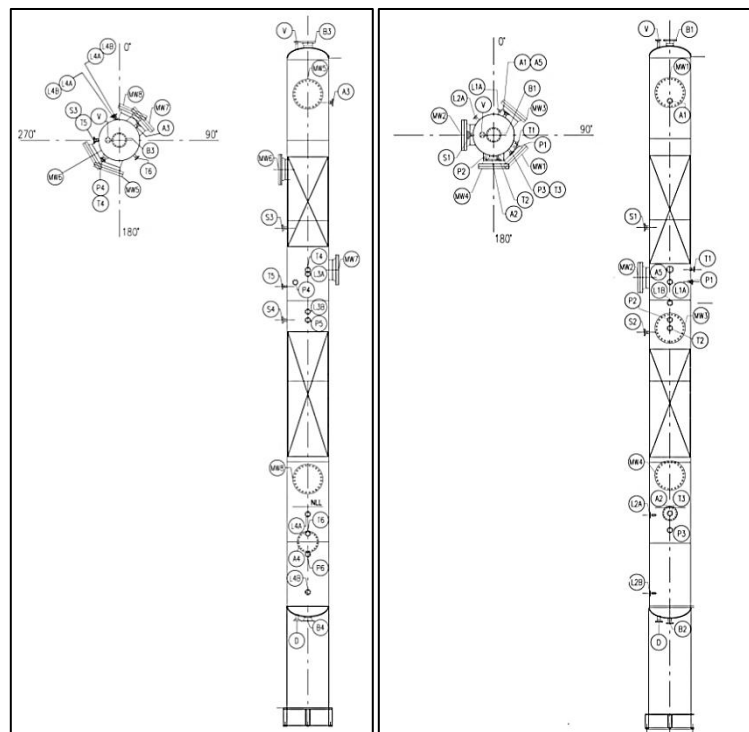


Figura 12. Esquema de los equipos T-321(izquierda) y T-322(derecha). Fuente: planos de referencia

4.3. Análisis eólico

Para la determinación de las cargas ejercidas por el viento sobre la torre se siguieron las especificaciones descritas en la ASCE 7-05. El método seleccionado para el cálculo correspondió al procedimiento analítico, el cual se permite para las estructuras de cualquier altura que no presentan irregularidades geométricas o características de respuesta inusuales tales como formación de remolinos o inestabilidad por aleteo del viento.

Se requirió establecer si la estructura era rígida o flexible, y según (*op. cit.*, p.36) un edificio u otra estructura cuya frecuencia fundamental sea mayor o igual a 1 Hz se considera como estructura rígida. La frecuencia se estimó por la ecuación 35, donde T es el periodo fundamental de la estructura determinado por la ecuación 14 para recipientes cilíndricos verticales de acero con sección uniforme.

$$T = \frac{7.78}{10^6} \frac{67,6363 \text{ ft}^2}{5,1042 \text{ ft}} \frac{12 \ 935,045 \text{ lb ft} \ 5,1042 \text{ ft}}{0,6250 \text{ in}} = 0,414 \text{ seg} \quad (\text{ec. 14})$$

Se asumió el periodo, $T = 0,8196$ segundos, calculado y suministrado por el fabricante del equipo, por ser mayor y tener más probabilidad de disminuir la frecuencia.

$$f = \frac{1}{T} \quad (\text{ec. 35})$$

$$f = \frac{1}{0,8193} = 1,22 \text{ Hz}$$

$$f \geq 1 \text{ Hz}$$

Se demostró de esta manera que la torre corresponde a una estructura rígida. La fuerza de viento para recipientes rígidos utilizando el método 2, fue determinada usando la ecuación 1, para la cual, se realizó una discretización

del equipo en diferentes alturas (ver figura 13), debido a que la presión del viento varía a causa de ésta. Como valor mínimo (*op. cit.*, p.28) especifica que la primera altura no puede ser inferior a 15 pies, que equivalen a 4,57 m en el sistema internacional.

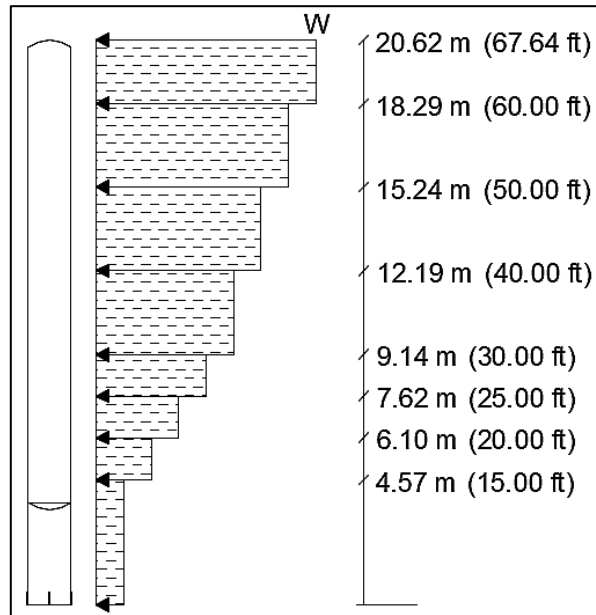


Figura 13. Discretización eólica. Fuente: Autor

La presión de viento se determinó para cada altura según la ecuación 2b. El factor de exposición (K_z) está dado por la ecuación 3 utilizando los factores de la tabla 1, sabiendo que la estructura pertenece a la categoría de exposición C, debido a que el terreno es abierto y hay presencia de grandes masas de agua. Para determinar el factor topográfico (K_{zt}) ciertas irregularidades deben estar presente en la topografía del terreno, de acuerdo a la información suministrada por el cliente no se cumple con las condiciones descritas por la norma; por lo tanto, se asume, bajo criterio de la misma, un valor de 1. El factor de direccionalidad del viento K_d se tomó con un valor de 0,95 considerando el tipo de estructura como “chimeneas, tanques y estructuras similares” y de forma circular (ver tabla 2). La velocidad del viento

fue suministrada por el cliente $V = 85 \text{ mph}$ (38 m/s). Por último, el factor de importancia con un valor de 1 estando la estructura englobada en la categoría de ocupación II con una velocidad de viento entre 85 y 10 mph (ver tabla 3).

El factor por efecto de ráfaga (G) se asumió 0,85 como valor establecido por la ASCE 7-05 para estructuras rígidas. El coeficiente de fuerza (C_f) se tomó como 0,65 para sección transversal redonda moderadamente suave, sabiendo que la expresión $D \overline{q_z}$ para todas las alturas es mayor a 5,3 con una relación altura diámetro (h/D) comprendida entre los valores 7 y 25 (ver tabla 4). El área proyectada se calculó con la ecuación 36 para cada tramo de proyección, considerando un aumento del diámetro en 5 pies (1,524m) que corresponde a los componentes del equipo, como tuberías, plataformas entre otros.

Para la primera altura de 15 pies (4,57 m)

$$K_z = 2,01 \frac{4,57 \text{ m}^{\frac{2}{9,50}}}{274,32 \text{ m}} \quad (\text{ec. 3})$$

$$K_z = 0,8489$$

$$q_z = 0,613 \cdot 0,8489 \cdot 1 \cdot 0,95 \cdot 38 \text{ m/s}^2 \cdot 1 = 713,838 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad (\text{ec. 2b})$$

$$A_f = z_n - z_{n-1} \cdot D + 1,524 \text{ m} \quad \text{ec. 36}$$

$$A_f = 4,57 - 0 \cdot 1,56 \text{ m} + 1,524 \text{ m} = 14,081 \text{ m}^2$$

$$F = 713,838 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \cdot 0,85 \cdot 0,65 \cdot 14,081 \text{ m}^2 = 5553,351 \text{ N} \quad (\text{ec. 1})$$

Transformando el resultado de Newton a kilogramos

$$F = \frac{5553,351 \frac{\text{Kg. m}}{\text{s}^2}}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 566,09 \text{ kg}$$

Para la determinación de los momentos se utilizó la ecuación 37 que corresponde a la multiplicación de la fuerza (F) por el brazo de palanca desde la base, considerando las fuerzas de viento como fuerzas distribuidas constantes. Donde z_n es la altura a cada nivel y z_{n-1} el nivel anterior.

$$M = \frac{z_n - z_{n-1}}{2} + z_{n-1} \quad F \quad \text{ec. 37}$$

$$M = \frac{4,57\text{m} - 0}{2} + 0 \quad 566,09 \text{ kg} = 1294,08 \text{ kg. m}$$

En la tabla 17 se presentan los resultados de las acciones eólicas así como los del factor de exposición (K_z), la presión de la velocidad (q_z), el área proyectada A_f , la fuerza de viento en N y en Kg, y el momento para todas las alturas de la discretización.

Tabla 17. Acciones eólicas por nivel

Altura z_n (m)	K_z	q_z (N/m ²)	A_f (m ²)	F (N)	F (kg)	M (kg.m)
4,57	0,85	713,84	14,08	5553,35	566,09	1294,08
6,10	0,90	758,41	4,69	1966,69	200,48	1069,35
7,62	0,95	794,89	4,69	2061,29	210,12	1441,01
9,14	0,98	825,99	4,69	2141,95	218,34	1830,15
12,19	1,04	877,56	9,39	4551,36	463,95	4949,43
15,24	1,09	919,77	9,39	4770,28	486,27	6669,63
18,29	1,14	955,76	9,39	4956,94	505,29	8470,75
20,62	1,17	980,17	7,17	3881,95	395,71	7697,33

Fuente: Autor

En la tabla 18 se muestran las acciones eólicas en la base de la estructura que son el resultado de la sumatoria de las fueras y los momentos por nivel.

Tabla 18. Acciones eólicas en la base

Fuerza	Momento
3046,26 Kg	33421,74 Kg.m

Fuente: Autor

4.4. Análisis sísmico

El análisis sísmico se llevó a cabo bajo los requerimientos de la norma internacional ASCE 7-05 por exigencia del cliente, superando a la norma colombiana de sismorresistencia. Para la determinación de la cortante horizontal en la base, se utilizó la ecuación 8 para la cual se consideró el peso en operación de la estructura. Primero, se procedió a establecer algunos factores como son: el factor suelo relacionado a la aceleración (Tabla 7), el factor de suelo relacionado a la velocidad (Tabla 8), sabiendo que, según el estudio de suelo, la clase de sitio es E con valores de $s_s = 0,4$ y $s_1 = 0,2$. Mediante interpolación se determinó $F_a = 2,02$ y $F_v = 3,2$.

$$S_{MS} = (2,02)(0,4) = 0,808 \quad (\text{ec. 15})$$

$$S_{M1} = 3,2 \cdot 0,2 = 0,640 \quad (\text{ec. 16})$$

Para la categoría sísmica de diseño, se calcularon los valores de S_{DS} y S_{D1} con las ecuaciones 10 y 13, respectivamente. De acuerdo de las tablas 9 y 10 se pudo constatar que en ambos casos corresponden a la categoría de diseño sísmico D. Para completar el espectro de diseño (ver figura 14), se calcularon los valores de T_s (ecuación 38) T_s (ecuación 39) y con la ecuación correspondiente a la curva, la aceleración en el periodo más largo T_L el cual tiene un valor de 12 segundos.

$$S_{DS} = \frac{2}{3}(0,808) = 0,5387 \quad (\text{ec. 10})$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \cdot 0,640 = 0,4267 \quad (\text{ec. 13})$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (\text{ec. 38})$$

$$T_s = \frac{0,4267}{0,5387} = 0,7921$$

$$T_0 = 0,2T_s \quad (\text{ec. 39})$$

$$T_s = 0,2 \cdot 0,7921 = 0,4267$$

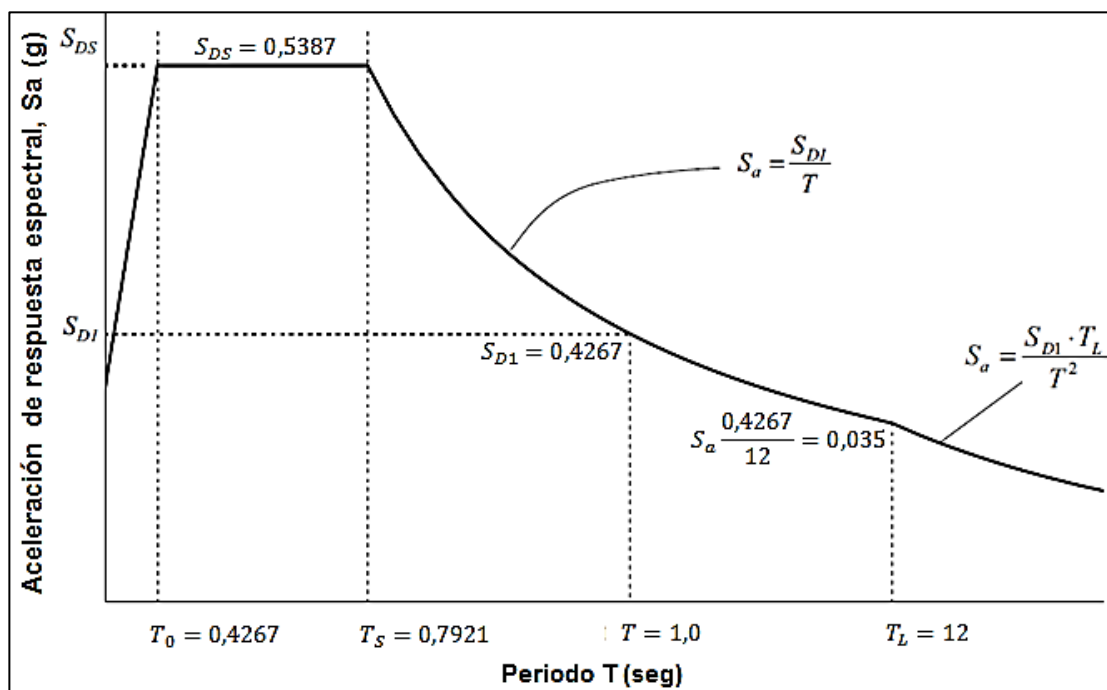


Figura 14. Espectro de diseño. Fuente: Autor

Completado el espectro correspondiente a las características sísmicas, se determinó el factor de modificación de respuesta $R = 3$ según tabla 5, y el factor de importancia $I = 1$ según tabla 6, sabiendo que la categoría de ocupación es II. Se tiene como valor de C_s el dado por la ecuación 9, tomando en cuenta que no debe exceder el resultado de la ecuación 11 para periodo fundamental igual a 0,8196 segundos, siendo este menor a T_L .

$$C_s = \frac{0,5387}{\frac{3}{1}} = 0,1796 \quad (\text{ec. 9})$$

$$C_s = \frac{0,4267}{0,8196 \frac{3}{1}} = 0,1735 \quad (\text{ec. 11})$$

Para determinar el efecto de la fuerza sísmica en la base (ecuación 8) se tomó el límite de C_s dado por la ecuación 11. Posteriormente se calculó la fuerza horizontal E_h (ecuación 18) tomando $\rho=1,0$ que representa el 100% para un solo sentido y considerando que $Q_E = V$, de igual manera se estableció la componente del sismo vertical (ecuación 19).

$$V = 0,1735 \cdot 28686,54 = 4977,87 \text{ kg} \quad (\text{ec. 8})$$

$$E_h = 1,0 \cdot 4977,87 = 4977,87 \text{ kg} \quad (\text{ec. 18})$$

$$E_v = 0,2 \cdot 0,5387 \cdot 28686,54 = 3090,50 \text{ kg} \quad (\text{ec. 19})$$

Para el cálculo del momento sísmico en la base del equipo se utilizó el programa STAAD.pro, realizando una discretización en 21 nodos (20 sin contar la base), asignando a cada uno de ellos una proporción de la masa en forma de fuerza concentradas. Esta proporción fue suministrada por el cliente en función de las características físicas de la torre y sus componentes. Posterior al modelado del equipo, se realizó la corrida del programa para determinar una cortante semejante a la calculada por el método de la ASCE, cuyos resultados corresponden al análisis estático y dinámico exigido por la norma. A continuación, se resumen los resultados arrojados por el programa (ver tabla 19) presentados en el anexo D.

Tabla 19. Cargas y momentos sísmicos

nodo	Niveles (m)	Cortantes			Momentos		
		Parcial (kN)	Parcial (kg)	Acumulado (kg)	Parcial (kN.m)	Parcial (kg.m)	Acumulado (kg.m)
1	0,00	0,01	1,02	4977,54	78,95	8050,96	82215,62
2	1,62	0,03	3,47	4976,52	48,71	4967,34	74164,66
3	2,62	0,07	7,34	4973,05	48,67	4962,86	69197,32
4	3,62	0,12	12,64	4965,71	48,59	4954,70	64234,46
5	4,62	0,19	19,17	4953,07	48,46	4941,24	59279,76
6	5,62	0,26	26,92	4933,90	48,27	4921,76	54338,52
7	6,62	0,36	36,61	4906,98	48,00	4894,43	49416,76
8	7,62	0,48	49,15	4870,37	47,64	4857,72	44522,33
9	8,62	0,65	66,38	4821,22	47,16	4808,47	39664,61
10	9,62	0,89	90,75	4754,83	46,51	4742,29	34856,14
11	10,62	1,23	125,12	4664,08	45,62	4652,05	30113,85
12	11,62	1,70	173,45	4538,96	44,40	4527,84	25461,80
13	12,62	2,36	240,86	4365,51	42,71	4355,61	20933,95
14	13,62	3,27	333,14	4124,65	40,37	4116,49	16578,34
15	14,62	4,48	457,14	3791,51	37,12	3785,39	12461,85
16	15,62	6,10	621,72	3334,37	32,66	3330,39	8676,46
17	16,62	8,21	836,78	2712,65	26,58	2710,61	5346,07
18	17,62	10,94	1115,57	1875,87	18,39	1875,16	2635,46
19	18,62	7,46	760,30	760,30	7,46	760,30	760,30
20	19,62	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
21	20,62	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fuente: Autor

En la tabla 20 se resumen los resultados de las acciones del análisis sísmico en la base del equipo, incluyendo la combinación direccional de las acciones, en las cuales se consideró, como acepta la norma ASCE 7-05, un 100% en un sentido y un 30% en el otro sentido horizontal ortogonal.

Tabla 20. Acciones sísmicas en la base

E_h	M	E_v
4.977,87 kg	82.215,62 kg.m	3.090,50 kg
Combinación direccional		
E_h	M	E_v
6.471,23 kg	106.880,31 kg.m	3.090,50 kg

Fuente: Autor

4.5. Combinaciones de cargas

Se determinaron las combinaciones en estado de servicio y estado último, indicadas en la tabla 13, dando como resultado que las más desfavorables para los casos de acciones horizontales, verticales y momentos son las listadas en la tabla 21.

Tabla 21. Combinaciones de carga más desfavorable		
Acciones horizontales		
Estado de servicio	$U = D_o + 0.7E$	(ec. 40. a)
Estado ultimo	$U = 1.2D_o + E + L$	(ec. 40. b)
Acciones verticales		
Estado de servicio	$U = D_o + 0.7E$	(ec. 40. c)
Estado ultimo	$U = 1.4D_o$	(ec. 40. d)
Momentos		
Estado de servicio	$U = D_o + 0.7E$	(ec. 40. e)
Estado ultimo	$U = 1.2D_o + E + L$	(ec. 40. f)

Fuente: Autor

4.6. Capacidad de carga de pilotes

Para la capacidad de los pilotes, se realizó un análisis con los datos suministrados en el estudio de suelo; se descartaron los valores del mismo, debido a que estaban desactualizados y hubo una modificación de los pilotes seleccionados. En dicho estudio se hace referencia a pilotes metálicos de punta cerrada y de sección cuadrada, pero los seleccionados fueron de concreto armado de sección circular.

Según el estudio de suelo en referencia, las torres T-321 y T-322 corresponden al perfil estratigráfico del sondeo S4 (ver Anexo A) donde se pueden apreciar 4 estratos, el nivel freático a una profundidad de 2 metros, y las características de los mismos (ver tabla A1). En base a los datos suministrados, se realizó un diagrama del comportamiento de la presión efectiva (figura 15) considerando una profundidad de los pilotes de 15 metros.

4.6.1. Resistencia por fricción

La resistencia por fricción se determinó con la ecuación 24, para la cual se empleó el coeficiente de presión lateral de tierra (K_s) de la tabla 14 y la tangente del ángulo de fricción de la tabla 15. Debido a que existen diferentes estratos y un nivel freático, se realizó el cálculo del esfuerzo efectivo vertical para cada uno: inicialmente a la profundidad correspondiente al relleno y a su vez al nivel freático ($z_1 = 2$ metros), luego para los siguientes estratos de arena limosa ($z_2 = 4,5$ metros) y el de limo arcilloso; en este último, se presenta el cambio a la presión efectiva constante, desde la altura efectiva hasta la profundidad del pilote (ver figura 15). La altura efectiva h_c es el producto de la profundidad del pilote (z) por el diámetro del mismo (d); en este caso, se seleccionaron pilotes con un diámetro de 40 centímetros. (Ver Anexo A tabla A1 para las densidades de los estratos)

$$h_c = zd \quad (\text{ec. 41})$$

$$h_c = 15\text{m} \cdot 0,40\text{m} = 6\text{m}$$

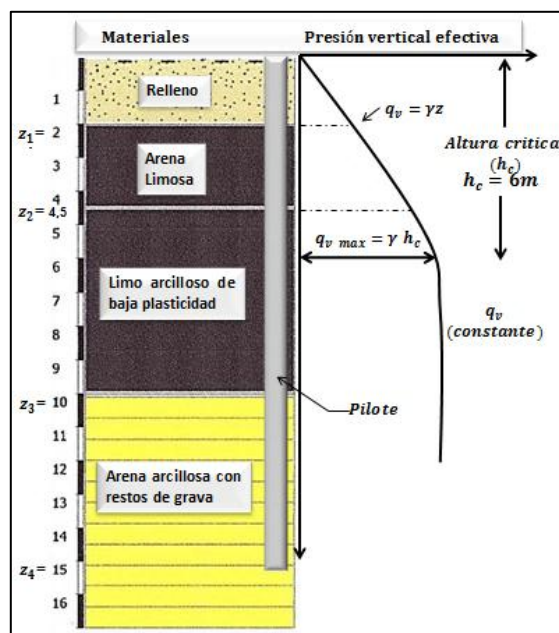


Figura 15. Comportamiento de la presión vertical efectiva. Fuente: Autor

Fricción lateral del estrato de relleno y nivel freático ($z_1 = 2$ metros)

$$p_d = 1.529,805 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 2\text{m} = 3.059,61 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad \text{ec. 22}$$

$$Q_s = \pi \cdot 0,40 \frac{3.059,61 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} (2\text{m})}{2} \cdot 1 \cdot 0,05 = 192,241 \text{ kg} \quad \text{ec. 24}$$

Fricción lateral del estrato de arena limosa ($z_2 = 4,5$ metros)

$$p_d = 1.733,779 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 4,5\text{m} = 7.802,006 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad \text{ec. 22}$$

$$Q_s = \pi \cdot 0,40 \frac{7.802,006 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} (4,5\text{m})}{2} \cdot 1 \cdot 0,40 = 6.824,554 \text{ kg} \quad \text{ec. 24}$$

Fricción lateral del estrato de limo arcilloso de baja plasticidad

$$p_d = 1.703,183 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 6\text{m} = 10.219,097 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad \text{ec. 22}$$

$$Q_s = \pi \cdot 0,40 \frac{10.219,097 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 7.802,006 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} (6\text{m})}{2} \cdot 1 \cdot 0,18 \quad \text{ec. 24}$$

$$Q_s = 3057,208 \text{ kg}$$

$$Q_s = \pi \cdot 0,40 \cdot 10.219,097 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 1 \cdot 0,18 = 20.803,548 \text{ kg} \quad \text{ec. 24}$$

Fricción lateral total a lo largo del fuste

$$Q_{sT} = Q_s \quad \text{ec. 42}$$

$$Q_{sT} = 192,241 \text{ kg} + 6.824,554 \text{ kg} + 3.057,208 \text{ kg} + 20.803,548 \text{ kg}$$

$$Q_{sT} = 30.877,552 \text{ kg}$$

4.6.2. Resistencia por punta

La resistencia por punta fue determinada utilizando la ecuación 25. La presión efectiva en la base, según la ecuación 26, mantiene la altura efectiva pero con la densidad del suelo presente en la base, los coeficientes empíricos de soporte $N_q = 6,4$ y $N_\gamma = 5,39$ según tabla 15 para suelos granulares con el ángulo de fricción del suelo en la punta $\phi = 20^\circ$.

$$p_b = 1.835,766 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 6\text{m} = 11014,596 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad \text{ec. 26}$$

$$Q_b = 11.014,596 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 6,4 + 0,3 \cdot 1.835,766 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0,4 \cdot 5,39 \cdot \frac{\pi \cdot 0,4}{4} \quad \text{ec. 25}$$

$$Q_b = 9.007,673 \text{ kg}$$

La capacidad admisible del pilote a compresión (P_{admC}) se determinó como la menor entre los resultados de las ecuaciones 27 y 28, y la capacidad a tracción (P_{admT}) únicamente con la resistencia por fricción dividida entre el factor que corresponde al caso más desfavorable en compresión.

$$P_{admC} = \frac{30877,552 \text{ kg} + 9007,673 \text{ kg}}{2} = 19942,613 \text{ kg} \quad \text{ec. 27}$$

$$P_{admC} = \frac{30877,552 \text{ kg}}{1,5} + \frac{9007,673 \text{ kg}}{3,0} = 23587,592 \text{ kg} \quad \text{ec. 28}$$

$$P_{admT} = \frac{30877,552 \text{ kg}}{2} = 15438,776 \text{ kg}$$

4.6.3. Diseño de pilotes

Los pilotes se diseñaron como columnas, considerando que el área de refuerzo longitudinal no debía ser menor que $0.01A_g$ ni mayor que $0.08A_g$ según ACI 318-11. Se asumió el valor del límite mínimo, requerido para obtener la resistencia a la flexión y para reducir los efectos de flujo plástico y retracción del concreto bajo esfuerzos de compresión permanentes.

$$A_s = 0,01 A_g \quad \text{ec. 43}$$

$$A_s = 0,01 \frac{\pi \cdot 0,4}{4} = 12,566 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6 \cdot 2,85 \text{ cm}^2 = 17,1 \text{ cm}^2$$

Se asumieron 6 barras de $\varnothing 3/4$ pulgadas como mínimo por norma para sección circular, rodeada por acero transversal en espiral con un recubrimiento de 7 centímetros, el gancho estándar según norma ACI 318-11 es de 12 veces el diámetro de la barra. Por consideraciones prácticas, el diámetro mínimo de los estribos helicoidales se asumió de $3/8$ pulgadas, consistiendo en barras o alambres continuos con espaciamiento uniforme no menor a 3 pulgadas (7,62 centímetros). El anclaje de la espiral debe consistir en una y media vueltas adicionales de la barra o alambre de la espiral en cada extremo (figura 16). En la figura 17 se presenta el detallado del pilote.

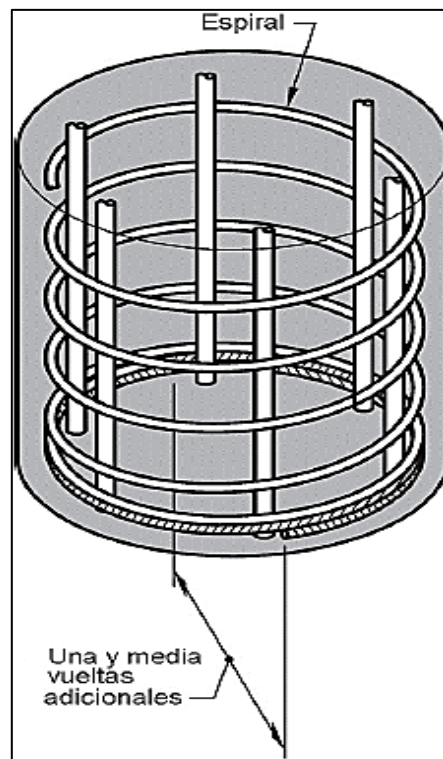


Figura 16. Anclaje del espiral en columnas. Fuente: ACI 2011

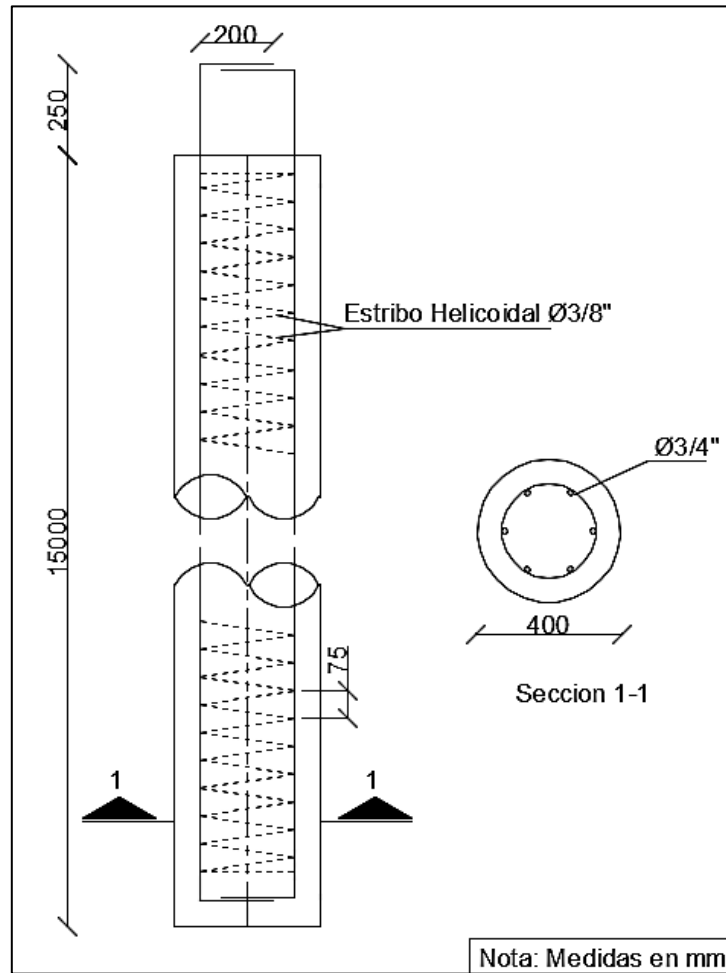


Figura 17. Detallado del pilote. Fuente: Autor

4.7. Pedestal

4.7.1. Dimensionamiento

Para el dimensionado del pedestal, se tomaron las condiciones mínimas del Instituto de la Industria de la Construcción en Prácticas de Procesos Industriales (PIP, 2008) para anclajes de grado 36 en las ecuaciones 44, dónde: BC es el diámetro del círculo de pernos, BD el diámetro del perno de anclaje, SD el diámetro de la camisa de pernos. De acuerdo a la información suministrada por el cliente, los pernos de anclaje son de 2 pulgadas (5,08 centímetros) F1554 Grado 36 con una penetración al concreto de 96

centímetros y un BC de 137,795 centímetros, y no hay presencia de camisa de pernos. Adicionalmente, se consideró la distancia mínima al borde para los pernos según ACI 318-11, la cual es seis veces el diámetro del anclaje (ecuación 45).

$$BC + 22,86 \text{ cm} \quad (\text{ec. 44a})$$

$$137,795 \text{ cm} + 22,86 \text{ cm} = 160,655 \text{ cm}$$

$$BC + 8(BD) \quad (\text{ec. 44b})$$

$$137,795 \text{ cm} + 8 \cdot 5,08 \text{ cm} = 178,435 \text{ cm}$$

$$BC + DS + 7(BD) \quad (\text{ec. 44c})$$

$$137,795 \text{ cm} + 0 + 7 \cdot 5,08 \text{ cm} = 173,355 \text{ cm}$$

$$BC + 2 \cdot 6BD \quad \text{ec. 45}$$

$$137,795 \text{ cm} + 2 \cdot 6 \cdot 5,08 \text{ cm} = 198,755 \text{ cm}$$

Se tomó un ancho de pedestal de 2 metros (200 centímetros) cumpliendo con la condición mayor dada por la ecuación 45. Según (*op. cit., p.84*) los pedestales con dimensiones mayores a 6 pies (1,829 metros) deben ser de sección octagonal. Para la altura se tomó como criterio que debe ser lo suficiente para contener los pernos de anclaje sin que éstos penetren en el cabezal (*op. cit., p.84*); tanto el cliente como los ingenieros aceptaron disponer una altura de 90 centímetros. Las dimensiones definitivas del pedestal se muestran en la figura 18.

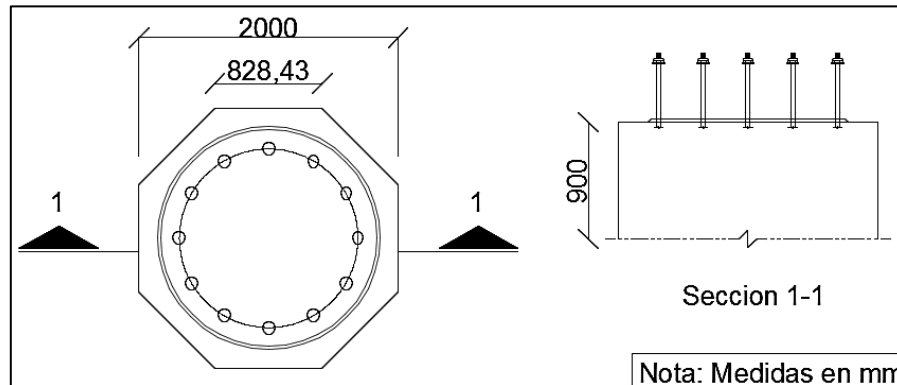


Figura 18. Dimensiones del pedestal. Fuente: Autor

4.7.2. Acero de refuerzo

Para el refuerzo del pedestal se determinó la tensión última en la barra mediante la ecuación 46, para determinar el área de acero requerida (ecuación 47) (*op. cit.*, p.82).

$$F_u = \frac{4 M_{u_{ped}}}{N_d DC} - \frac{0,9 D_e \text{ ó } D_o + D_p}{N_d} \quad \text{ec. 46}$$

$$A_s = \frac{F_u}{\phi f_y} \quad \text{ec. 47}$$

Dónde: $M_{u_{ped}}$ es el momento de volcamiento en la base del pedestal, afectado por el factor de la combinación de carga más desfavorable en estado de servicio (ver tabla 20). N_d es el número de barras asumidas en múltiplos de 8; para este caso, se dispusieron 24 barras. DC representa el ancho del pedestal menos 6 pulgadas (0,152 metros), D_e ó D_o es el peso en vacío o en operación, dependiendo de la condición de carga utilizada para el cálculo de $M_{u_{ped}}$; se considera en vacío para cargas de viento, y en operación si es carga sísmica. D_p es el peso del pedestal. ϕ es el factor de reducción de la fuerza tomado como 0,90; f_y es el límite elástico del acero de refuerzo.

$$U = 0 + 0.7 \cdot 106880,31 \text{ kg} \cdot \text{m} = 74816,217 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad (\text{ec. 40. e})$$

$$M_{u_{\text{ped}}} = 74816,217 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$D_p = \text{Volumen del pedestal } \gamma_{\text{concreto}} \quad (\text{ec. 48})$$

$$D_p = \frac{8 \cdot 0,8284 \text{ m} \cdot \frac{2 \text{ m}}{2}}{2} \cdot 0,9 \text{ m} \cdot 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 7455,844 \text{ kg}$$

$$F_u = \frac{4 \cdot 74816,217 \text{ kg} \cdot \text{m}}{24 \cdot 2 \text{ m} - 0,152 \text{ m}} - \frac{0,9 \cdot 28686,54 + 7455,844 \text{ kg}}{24} = 5362,55 \text{ kg}$$

$$A_s = \frac{5362,55 \text{ kg}}{0,9 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 1,42 \text{ cm}^2$$

Se dispusieron 24 barras $\varnothing 5/8$ pulgadas (1,588 centímetros) para el acero principal, cuya área por barra $A_s = 1,98 \text{ cm}^2$ cumple con el área requerida, calculada con un gancho estándar de 25cm. Para el acero superior, se calculó como mínimo necesario el correspondiente al acero por retracción de fraguado y variación de temperatura (ecuación 49) según ACI 318-11, donde “b” es la base unitaria (1 metro) y “d” la altura de la sección.

$$A_{s(\text{superior})} = 0,0018 \text{ bd} \quad \text{ec. 49}$$

$$A_{s(\text{superior})} = 0,0018 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 900 \text{ cm} = 16,2 \text{ cm}^2$$

Se colocó malla de acero de $\varnothing 5/8$ pulgada con separación de 12 centímetros cuya área por metro lineal es $16,50 \text{ cm}^2$ cumpliendo así con la mínima requerida. Para la armadura transversal, se seleccionaron estribos de $\varnothing 1/2$ pulgada cumpliendo con la separación máxima entre los valores de la ecuación 50, donde “de” es el diámetro del estribo y “db” el diámetro de la barra del acero longitudinal.

$$S < \frac{16db}{48de} \quad (\text{ec. 50})$$

$$S < \begin{array}{l} 16 \text{ } 1,588\text{cm} = 25,4\text{cm} \\ 48 \text{ } 1,27\text{cm} = 60,96\text{cm} \end{array}$$

Estribos de $\varnothing 1/2$ separados @25cm

4.8. Cabezal

4.8.1. Dimensionamiento

Para el dimensionado del cabezal, se estableció la separación mínima de los pilotes con la ecuación 51 cumpliendo que sea tres veces el diámetro del pilote y así el efecto de grupo sea despreciado. Por geometría, el cabezal mínimo debe disponer de nueve pilotes (ocho en cada cara del octágono y uno central) con lo cual aplicando la ecuación 52 por geometría se pudo determinar el diámetro del círculo de pilotes (C_p) mínimo para que cumplan con la separación.

$$S_{\min} = 3D \quad (\text{ec. 51})$$

$$S_{\min} = 3 \text{ } 0,40\text{m} = 1,20\text{m}$$

$$C_p = \frac{S_{\min}}{\text{sen} \frac{180^\circ}{N-1}} \quad (\text{ec. 51})$$

$$C_p = \frac{1,20\text{m}}{\text{sen} \frac{180^\circ}{9-1}} = 313,575 \text{ cm}$$

Se asumió como valor más exacto un $C_p = 3,15 \text{ m}$. Para el ancho del cabezal (CP), se consideró una distancia desde la cara del pilote al borde de 15 cm.

$$CP = C_p + D + 2 \text{ } 15\text{cm} \quad (\text{ec. 52})$$

$$CP = 3,15 \text{ m} + 0,40\text{m} + 2 \text{ } 0,15\text{m} = 3,85 \text{ m}$$

Luego de determinar geoméricamente las dimensiones mínimas necesarias, se realizó la verificación de las mismas para comprobar que

cumplen con la resistencia al volcamiento, siendo el momento de volcamiento (M_{Vol}) el momento en estado de servicio más desfavorable afectado por un factor de seguridad de 1.5. El momento resistente (M_{res}) fue calculado con la capacidad a tracción de los pilotes; para éste, se determinaron los brazos de palanca desde el centro del cabezal a los pilotes, considerando los casos donde se presentan más de uno en la línea de acción (ver figura 19).

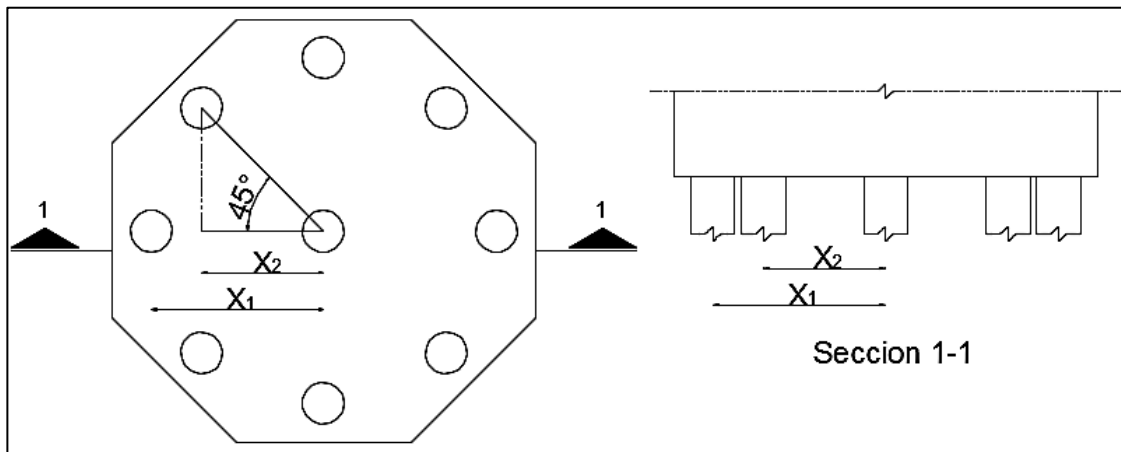


Figura 19. Brazos de palanca para la resistencia al volcamiento. Fuente: Autor

$$X_1 = \frac{C_p}{2} \quad (\text{ec. 53})$$

$$X_1 = \frac{3,15\text{m}}{2} = 1,575\text{m}$$

$$X_2 = \frac{C_p}{2} \cos 45^\circ \quad (\text{ec. 54})$$

$$X_2 = \frac{3,15\text{m}}{2} \cos 45^\circ = 1,114\text{m}$$

$$M_u = 0 + 0.7 \cdot 106.880,31 \text{ kg.m} = 74.816,217\text{kg.m} \quad (\text{ec. 40. e})$$

$$M_{Vol} = 1,5M_u \quad (\text{ec. 55})$$

$$M_{res} = 2 M_1 + M_2 \quad (\text{ec. 56})$$

$$M_1 = P_{adm} t X_1 \quad (\text{ec. 57})$$

$$M_1 = 15.438,776 \text{ kg} \cdot 1,575\text{m} = 24.316,072 \text{ kg. m}$$

$$M_2 = 2 P_{adm} t X_2 \quad (ec.58)$$

$$M_2 = 2 \cdot 15.438,776 \text{ kg} \cdot 1,114\text{m} = 34.388,119 \text{ kg. m}$$

$$M_{res} = 2 \cdot 24.316,072 \text{ kg. m} + 34.388,119 \text{ kg. m} = 117.408,381 \text{ kg. m}$$

$$M_{Vol} = 1,5 \cdot 74816,217 \text{ kg. m} = 112.224,326 \text{ kg. m}$$

$$M_{res} > M_{Vol} \quad \mathbf{OK}$$

La altura efectiva (d) del cabezal se determinó cumpliendo con el ángulo mínimo entre puntal y tensor según el método de las bielas (ver figura 9). Este ángulo no puede ser menor a 30 grados pero la norma ACI 318-11 permite este valor mínimo de 25 grados (ver figura 20).

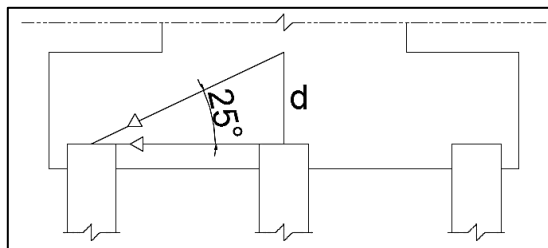


Figura 20. Ángulo mínimo entre puntales y tensores. Fuente: Autor

$$d = \frac{C_p}{2} \tan 25^\circ \quad (ec.59)$$

$$d = \frac{3,15\text{m}}{2} \tan 25^\circ = 0,73\text{m} \quad (\text{se asumió } d = 0,75 \text{ m})$$

La altura efectiva al ser determinada con el método de las bielas proporciona la rigidez necesaria al cabezal. ACI 318-11 establece que para cabezales rígidos no es necesario hacer los chequeos por punzonado y corte. Se consideró una penetración del pilote de 15 cm y un recubrimiento de 5 cm. Las dimensiones definitivas de la fundación se muestran en la figura 21.

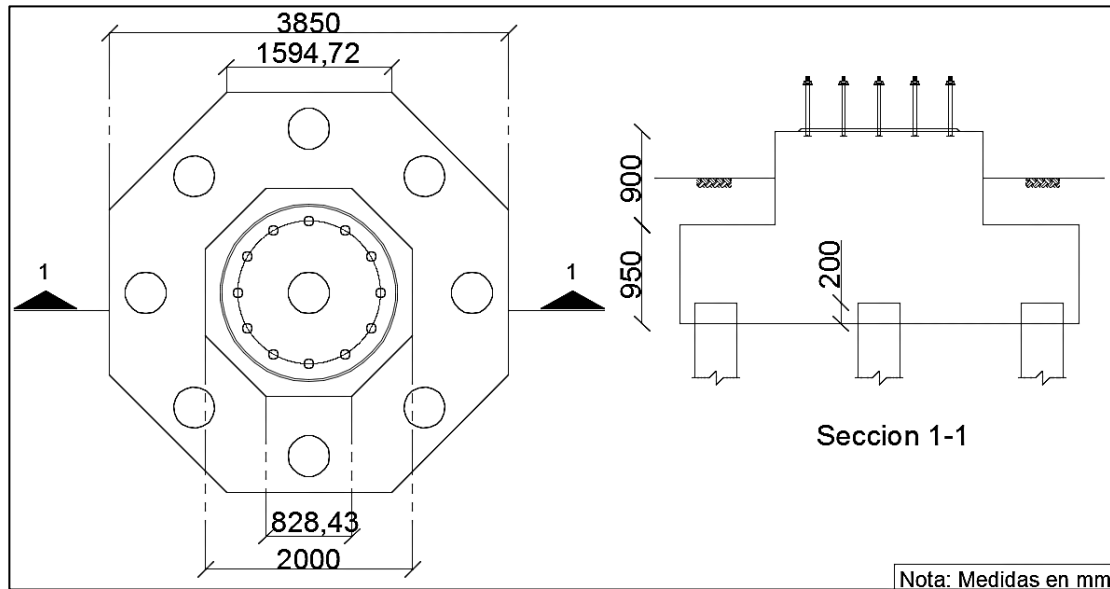


Figura 21. Dimensiones de la fundación. Fuente: Autor

Se determinó la carga soportada por cada pilote realizando una distribución según la ecuación 60, donde N es el número de pilotes, P es la carga total sobre los pilotes (incluyendo el peso en operación (D_o), el pedestal (D_p), el cabezal (D_C), el suelo sobre el cabezal (D_T) considerando que el pedestal sobresale de la superficie 30cm, y un 70% de la componente del sismo en z (E_v); de igual manera, un 70% del momento sísmico en “ x ” sin ser combinado direccionalmente, y un 30% de éste para el sentido “ y ”. Las componentes “ x ” y “ y ” corresponden a las ubicaciones de los pilotes con respecto al centro de la fundación (ver figura 22) y se listan en la tabla 22.

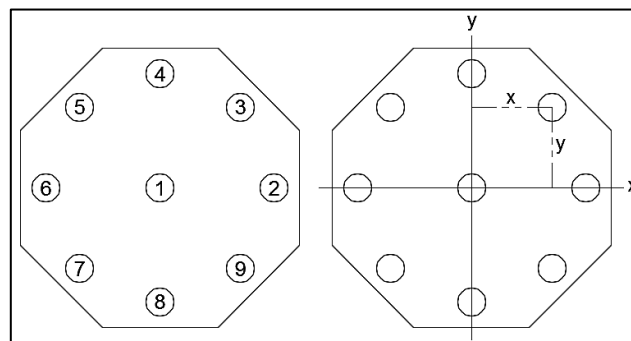


Figura 22. Ubicación de los pilotes y ejes de referencia. Fuente: Autor

Tabla 22. Componentes de la ubicación de los pilotes

pilote	X(m)	Y(m)
1	0,00	0,00
2	1,58	0,00
3	1,11	1,11
4	0,00	1,58
5	-1,11	1,11
6	-1,58	0,00
7	-1,11	-1,11
8	0,00	-1,58
9	1,11	-1,11

Fuente: Autor

$$P_n = \frac{P}{N} \pm \frac{M_x x_n}{\sum x_n^2} \pm \frac{M_y y_n}{\sum y_n^2} \quad (\text{ec. 60})$$

$$D_C = \text{Volumen del cabezal } \gamma_{\text{concreto}} \quad (\text{ec. 61})$$

$$D_C = \frac{8 \cdot 1,5947\text{m} \cdot \frac{3,85\text{m}}{2}}{2} \cdot 0,75\text{m} \cdot 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 23.023,80 \text{ kg}$$

$$D_T = \text{Area cabezal} - \text{Area pedestal} \cdot 0,9 - 0,3 \cdot \gamma_1 \quad (\text{ec. 62})$$

$$D_T = \frac{8 \cdot 1,5947\text{m} \cdot \frac{3,85\text{m}}{2}}{2} - \frac{8 \cdot 0,8284\text{m} \cdot \frac{2\text{m}}{2}}{2} \cdot 0,9 - 0,3 \cdot 1529,805 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$D_T = 8.229,42 \text{ kg}$$

$$P = D_o + D_p + D_C + D_T + 0,7E_v \quad (\text{ec. 63})$$

$$P = 28.686,54\text{kg} + 7455,844\text{kg} + 23.023,80 \text{ kg} + 8.229,42\text{kg} + 0,7 \cdot 3.090,50\text{kg}$$

$$P = 67.395,61\text{kg}$$

$$M_x = 0,7M \quad (\text{ec. 64})$$

$$M_x = 0,7 \cdot 82.215,62\text{kg} \cdot \text{m} = 57.550,94\text{kg} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 0,3M_x \quad (\text{ec. 65})$$

$$M_y = 0,3 \cdot 57.550,94 \text{kg} \cdot \text{m} = 17.265,28 \text{kg} \cdot \text{m}$$

Para el pilote 1. En la tabla 23 se muestran los resultados para todos los pilotes.

$$P_1 = \frac{67.395,61 \text{kg}}{9} \pm \frac{57.550,94 \text{kg} \cdot \text{m} (0\text{m})}{9,923 \text{m}^2} \pm \frac{17.265,28 \text{kg} \cdot \text{m} (0\text{m})}{9,923 \text{m}^2}$$

$$P_1 = 6.902,28 \text{ kg}$$

Tabla 23. Reacciones en cada pilote

pilotes	Reacción
P_1	6.902,28 kg
P_2	16.037,35kg
P_3	15.299,59kg
P_4	9.642,80kg
P_5	2.380,65kg
P_6	-2.232,79kg
P_7	-1.495,03kg
P_8	4.161,76kg
P_9	11.423,90kg

Fuente: Autor

Según los resultados, P_2 es el pilote mayor solicitado a compresión y el P_6 a tracción, siendo ambas reacciones menores a las admisibles por un pilote individual. Para el análisis como grupo, se consideró el efecto de grupo igual a 1 por ser suelos granulares, y la resistencia está dada por la ecuación 66.

$$P_{\text{adm}c} = N P_{\text{adm}c} \quad \text{ec. 66}$$

$$P_{\text{adm}c} = 9 \cdot 19942,613 \text{ kg} = 179483,513 \text{ kg}$$

$$P_{\text{adm}c} > P \quad \mathbf{OK}$$

4.8.2. Acero de refuerzo

Para el acero de refuerzo principal, se determinaron los tensores en la base del cabezal por trigonometría (ver figura 23). Solo se consideró la combinación de carga en estado último más desfavorable para las acciones verticales (ver tabla 21) con el peso en operación, incluyendo el peso del pedestal y del suelo sobre el cabezal, siendo P la componente horizontal dada por la ecuación 67, donde N es el número de pilotes.

$$D_o = 28.686,54\text{kg} + 7455,844\text{kg} + 8.229,42\text{ kg} = 44.371,80\text{ kg}$$

$$P_u = 1.4 \cdot 44.371,80\text{ kg} = 62.120,53\text{ kg} \quad (\text{ec. 40. d})$$

$$P = \frac{P_u}{N} \quad (\text{ec. 67})$$

$$P = \frac{62.120,53\text{ kg}}{9} = 6.902,281\text{ kg}$$

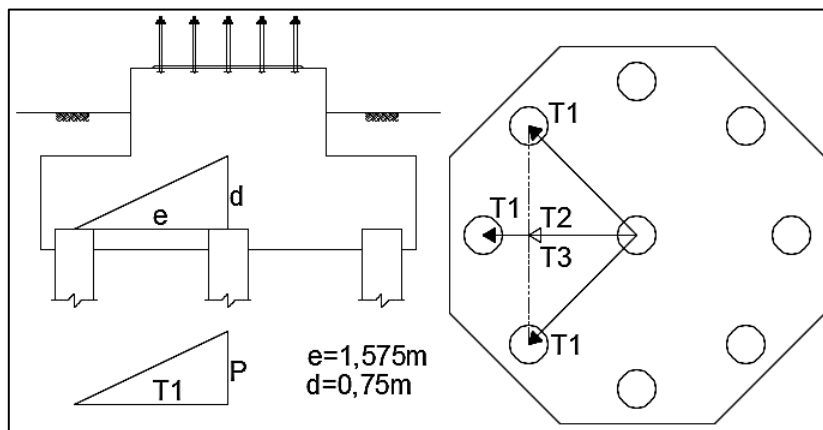


Figura 23. Tensiones sobre los pilotes. Fuente: Autor

$$T_1 = \frac{e}{d} P \quad \text{ec. 68}$$

$$T_1 = \frac{1,575\text{m}}{0,75\text{m}} \cdot 6.902,281\text{ kg} = 14.494,79\text{ kg}$$

$$T_2 = T_1 \cos 45^\circ \quad \text{ec. 69}$$

$$T_2 = 14.494,79 \text{ kg} \cos 45^\circ = 10.249,365 \text{ kg}$$

La tensión última F_u se tomó en un solo sentido y aplica de igual forma al otro sentido por simetría del cabezal.

$$F_u = T_1 + 2T_2 \quad \text{ec. 70}$$

$$F_u = 14.494,79 \text{ kg} + 2 \cdot 10.249,365 \text{ kg} = 34993,519 \text{ kg}$$

$$A_s = \frac{34993,519 \text{ kg}}{0,9 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 9,258 \text{ cm}^2 \quad \text{ec. 47}$$

El área de acero calculada se repartió a lo largo del diámetro del pilote, se dispuso de barras $\varnothing 7/8$ pulgadas cuya área individual es $3,80 \text{ cm}^2$. El número de barras necesarias se determinó mediante la ecuación 71, dividiendo el área requerida entre el área de la barra dispuesta. El área de acero principal del cabezal por pilote ($A_{s_{prin}}$) está dada por la ecuación 72.

$$N_{\text{barras}} = \frac{A_s}{A_{s_{\text{barra}}}} \quad \text{(ec. 71)}$$

$$N_{\text{barras}} = \frac{9,258 \text{ cm}^2}{3,80 \text{ cm}^2} = 2,436 \quad \text{se asumen } 3\varnothing 7/8$$

$$A_{s_{\text{prin}}} = N_{\text{barras}} \cdot A_{s_{\text{barra}}} \quad \text{(ec. 72)}$$

$$A_{s_{\text{prin}}} = 3 \cdot 3,80 \text{ cm}^2 = 11,4 \text{ cm}^2$$

Dentro del cabezal debe haber acero de repartición entre los pilotes, razón por la cual se transformó el área de acero principal en área por metro lineal de malla, a través de la ecuación 73, donde D es el diámetro del pilote, y así disponer tanto el acero que soporta las tensiones en los pilotes como el acero de repartición.

$$A_{s_{\text{prin}}} = \frac{A_{s_{\text{prin}}}}{D} \quad \text{(ec. 73)}$$

$$A_{s_{\text{prin}}} = \frac{11,4 \text{ cm}^2}{0,40 \text{ m}} = 28,50 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Con malla de barras $\varnothing 3/4$ pulgadas y separación de 10 cm se cumple un área por metro lineal de $28,50 \text{ cm}^2/\text{m}$. Para el acero superior ($A_{s_{\text{sup}}}$) se recomienda un 30% del acero principal (ecuación 74).

$$A_{s_{\text{sup}}} = 0,3 A_{s_{\text{prin}}} \quad (\text{ec. 74})$$

$$A_{s_{\text{sup}}} = 0,3 \cdot 28,50 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 8,55 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Se dispuso malla de acero de $\varnothing 3/4$ pulgadas y separación de 30 cm para cumplir un área por metro lineal de $9,50 \text{ cm}^2/\text{m}$. Para la armadura transversal, se seleccionaron estribos de $\varnothing 1/2$ pulgadas cumpliendo con la separación máxima entre los valores de la ecuación 50.

$$S < \begin{matrix} 16 \cdot 1,588 \text{ cm} = 30,48 \text{ cm} \\ 48 \cdot 1,27 \text{ cm} = 60,96 \text{ cm} \end{matrix} \quad (\text{ec. 50})$$

Estribos de $\varnothing 1/2$ separados @30cm.

4.9 Anclaje al concreto

Según los datos suministrados por el cliente, se cuenta con 12 anclajes preinstalados de 2 pulgadas de diámetro con cabeza hexagonal, de acero ASTM F 1554 Grado 36, con una profundidad embebida efectiva del anclaje (h_{ef}) de 96 cm y una separación entre pernos de 356,64 milímetros. Como la conexión está solicitada por cargas sísmicas y está ubicada en una región de peligrosidad sísmica moderada, la resistencia a la tracción de diseño es $0,75\phi N_n$ y la resistencia al corte de diseño es $0,75\phi V_n$.

ϕN_n Es la menor de las resistencias a la tracción de diseño, es decir, de aquellas controladas por la resistencia del acero (ϕN_{sa}), por el desprendimiento del hormigón (ϕN_{cb} ó ϕN_{cbg}), por el arrancamiento del

anclaje (ϕN_{pn}) y por el descascaramiento del recubrimiento lateral (ϕN_{sb}), ϕV_n es la menor de las resistencias al corte de diseño, es decir de aquellas controladas por la resistencia del acero (ϕV_s), por el desprendimiento del hormigón (ϕV_{cb} ó ϕV_{cbg}) y por el arrancamiento del hormigón (ϕV_{cp}).

En la figura 24 se muestran las acciones sobre la conexión, donde N_u (ecuación 75) y P_u (ecuación 76) representan la tracción y la compresión última sobre los pernos; V_u y M_u la cortante y el momento en la base del recipiente, determinados por la combinación de carga en estado ultimo más desfavorable para cada caso, los cuales corresponden a las ecuaciones 40.b y 40.f, respectivamente (ver tabla 21).

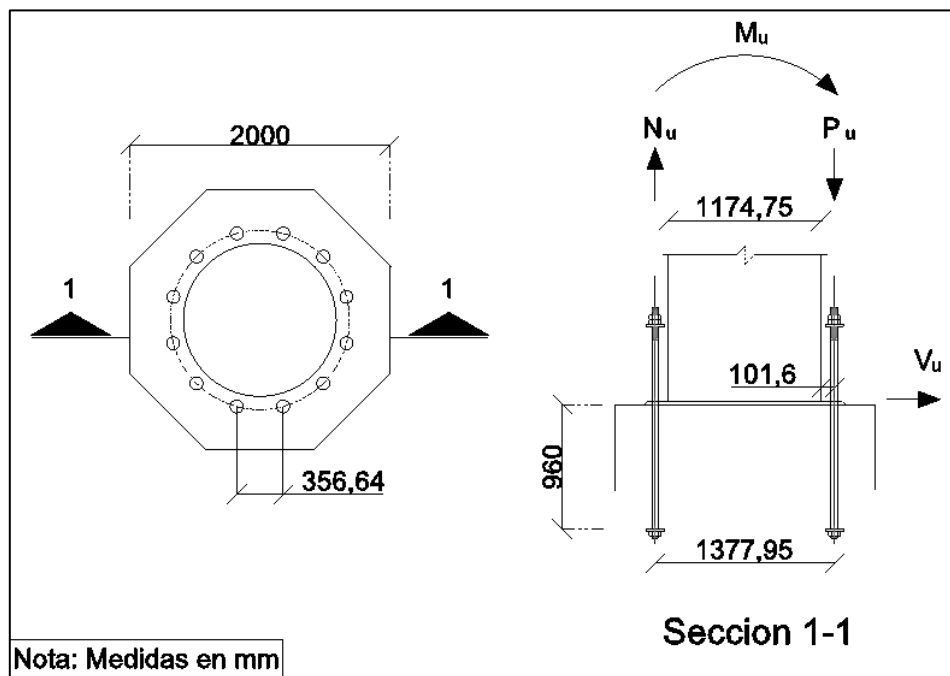


Figura 24. Acciones sobre los pernos. Fuente: Autor

$$V_u = 1,2 \cdot 0 + 6471,23\text{kg} + 0 = 6.471,23\text{kg} \quad \text{ec. 40. b}$$

$$M_u = 1,2 \cdot 0 + 106.880,30 \text{ kg. m} + 0 = 106.880,30 \text{ kg. m} \quad \text{ec. 40. f}$$

$$N_u = \frac{4 M_u}{N_b \cdot BC} - \frac{0,9 D_e \phi D_o}{N_b} \quad \text{ec. 75}$$

$$P_u = \frac{M_u}{LA} + \frac{0,9 D_e \delta D_o}{2} \quad \text{ec. 76}$$

Donde N_b es el número de anclajes, BC el diámetro del círculo de pernos $D_e \delta D_o$ peso en vacío o en operación, dependiendo de la condición de carga utilizada para el cálculo de M_u (en vacío para cargas de viento, y operación si es carga sísmica). LA es el brazo entre el centroide de las cargas en tensión en los pernos y el centroide de la carga de compresión sobre el pedestal. Esta distancia exacta es complicada de conocer, por lo tanto, una aproximación conservadora es usar $2/3$ del diámetro de círculo de pernos como valor de (*op. cit., p.28*).

$$N_u = \frac{4 \cdot 106.880,30 \text{ kg} \cdot \text{m}}{12 \cdot 1,37795 \text{ m}} - \frac{0,9 \cdot 1,2 \cdot 28.686,54 \text{ kg}}{12} = 23.273,119 \text{ kg}$$

$$P_u = \frac{106.880,30 \text{ kg} \cdot \text{m}}{\frac{2}{3} \cdot 1,37795 \text{ m}} + \frac{0,9 \cdot 1,2 \cdot 28.686,54 \text{ kg}}{2} = 131.837,816 \text{ kg}$$

4.9.1. Resistencia a la tracción de diseño

Para conocer el caso de falla a tracción más desfavorable de los anclajes, se determinó la resistencia de los mismos a dicha carga, tomando en cuenta que los pernos trabajan como un grupo debido a que la separación entre pernos es menor que $1,5 h_{ef}$, que es la distancia que define el área proyectada de la superficie de falla.

$$1,5 h_{ef} \quad (\text{ec. 77})$$

$$1,5 \cdot 0,96 \text{ m} = 1,44 \text{ m}$$

$$0,356 \text{ m} < 1,44 \text{ m}$$

4.9.1.1. Resistencia del acero

La resistencia nominal de un anclaje en tracción controlada por el acero, se determinó con la ecuación 78 evaluando las propiedades del material y las dimensiones físicas del anclaje.

$$N_{sa} = (n) A_{se,N} f_{uta} \quad (\text{ec. 77})$$

Donde n es el número de pernos, $A_{se,N}$ es el área transversal efectiva de un anclaje en tracción (ver tabla 24), y f_{uta} es la resistencia a tracción para el diseño del material del perno (ver tabla 25), teniendo en cuenta que el perno tiene un diámetro de 2 pulgadas.

Tabla 24. Propiedades dimensionales de los anclajes

Diámetro del anclaje (pulgadas)	Área bruta del anclaje (cm ²)	Área efectiva del anclaje (f _{uta})(cm ²)	Superficie de apoyo de la cabezas y tuercas (A _{brg}) (cm ²)			
			cuadrada	cuadrada pesada	hexagonal	hexagonal pesada
0,250	0,316	0,206	0,916	1,297	0,755	1,077
0,375	0,710	0,503	1,806	2,335	1,058	1,929
0,500	1,265	0,916	2,994	3,671	1,877	3,013
0,625	1,981	1,458	4,471	5,303	2,929	4,329
0,750	2,852	2,155	5,316	7,232	4,219	5,877
0,875	3,877	2,981	7,232	9,452	5,748	7,665
1,000	5,065	3,910	9,452	11,968	7,503	9,684
1,125	6,413	4,923	11,961	14,781	9,497	11,942
1,250	7,916	6,252	14,374	17,890	11,723	14,432
1,375	9,581	7,484	17,865	21,290	14,187	17,155
1,500	11,400	9,097	21,258	24,987	16,884	20,116
1,750	15,516	12,258	-	-	-	26,735
2,000	20,271	16,129	-	-	-	34,297

Fuente: ACI, 2014

Tabla 25. Propiedades de los materiales usados para los anclajes

Norma aplicable al material	Grado o tipo	diámetro (pulgadas)	Resistencia a la tracción para el diseño (f_{uta}) $\frac{kg}{cm^2}$
AWS D1.1	B	½ -1	4.218,288
ASTM A307	A	≤ 4	4.218,288
	C	≤ 4	4.077,678
ASTM A354	BC	≤ 4	8.788,100
	BD	≤ 4	8.788,100
ASTM A449		≤ 1	8.436,576
	1	1 – 1½	7.382,004
		>1½	6.327,432
ASTM F1554	36	≤ 2	4.077,678 – 5.624,384
	55	≤ 2	5.272,860 – 6.678,956
	105	≤ 2	8.788,100 – 10.545,720

Fuente: ACI, 2014

$$N_{sa} = 12 \cdot 16,129 \text{ cm}^2 \cdot 4.077,678 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 789.253,905 \text{ kg}$$

4.9.1.2. Desprendimiento del hormigón

La resistencia nominal de arrancamiento del concreto en tracción, se determinó por la ecuación 78, tomando en cuenta el efecto de anclajes múltiples, el espaciamiento entre los pernos y la distancia al borde.

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{ec,N} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b \quad (\text{ec. 78})$$

Dónde: A_{Nc} es el área total proyectada de la superficie de falla para uno o un grupo de anclaje, A_{Nco} es el área proyectada de la superficie de falla de un solo anclaje, $\Psi_{ec,N}$ es el factor de modificación para grupos de anclajes sometido a cargas excéntricas de tracción, $\Psi_{ed,N}$ es el factor de modificación de efectos de borde, $\Psi_{c,N}$ es factor de modificación por ausencia de fisuración del concreto, $\Psi_{cp,N}$ el factor de modificación para anclajes postinstalados diseñados para concreto no fisurado, y N_b es la resistencia

básica al arrancamiento del concreto de un solo anclaje en tracción embebido

Para el análisis del área de falla, se determinó un diámetro equivalente d_{eq} para el pedestal según ecuación 79, donde A_p es el área del pedestal. Debido a que los anclajes están colocados de tal manera que sus áreas proyectadas de falla se traslapan (ver figura 25), el valor de A_{Nc} para un solo anclaje es reducido y queda definido por la ecuación 80 donde n es el número de anclajes.

$$d_{eq} = \frac{\sqrt{4 A_p}}{\pi} \quad (\text{ec. 79})$$

$$d_{eq} = \frac{4 \frac{8 \cdot 82,84 \text{ cm} \cdot \frac{200 \text{ cm}}{2}}{2}}{\pi} = 205,4 \text{ cm}$$

$$A_{Nc} = \frac{\pi d_{eq}^2}{4 n} \quad (\text{ec. 80})$$

$$A_{Nc} = \frac{\pi \cdot 205,4 \text{ cm}^2}{4 (12)} = 2.761,424 \text{ cm}^2$$

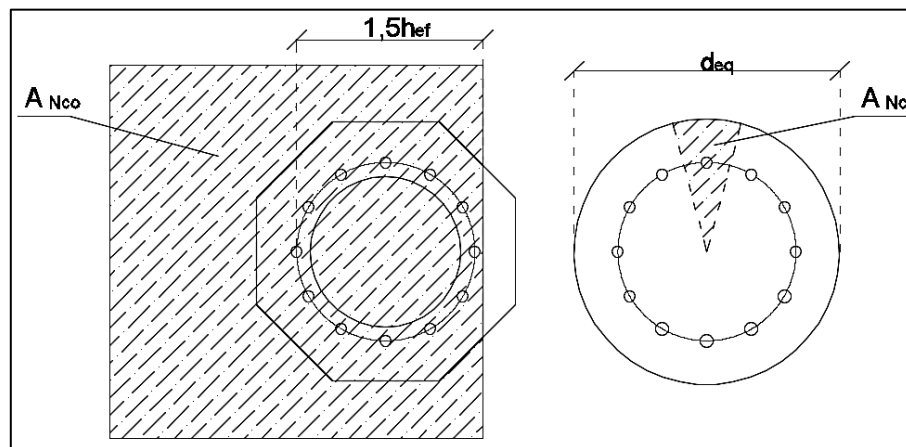


Figura 25. Áreas de falla de pernos. Fuente: Autor

El área máxima proyectada de la superficie de falla para un solo anclaje, se calculó con la ecuación 81 y debe cumplirse que $A_{Nc} \leq n A_{Nco}$, siendo n el número de pernos que trabajan a tracción. Para determinar cuáles anclajes están sometidos a tracción o a compresión, se representaron en un diagrama de corte, empleando el método simplificado y conservador que supone que la resultante de compresión está ubicada a una distancia jd (ecuación 81) igual a un espesor de 1 pulgada de la placa de fijación desde el elemento sujetado (ver figura 26), donde tip es la distancia desde el perno al equipo (ecuación 82) y BC es el diámetro del círculo de pernos.

$$A_{Nco} = 9h_{ef}^2 \quad (\text{ec. 81})$$

$$A_{Nco} = 9 \cdot 96 \text{ cm}^2 = 82.944 \text{ cm}^2$$

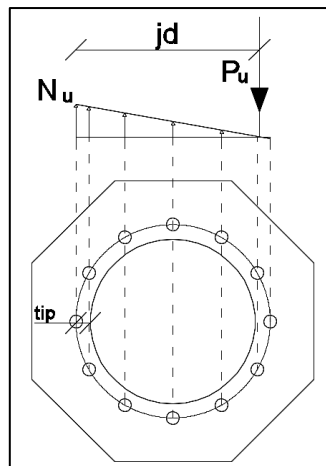


Figura 26. Diagrama de corte y ubicación de la resultante de compresión. Fuente: Autor

$$jd = tip + \text{diámetro del equipo} + 0,025 \text{ m} \quad (\text{ec. 81})$$

$$tip = \frac{BC - \text{diámetro del equipo}}{2} \quad (\text{ec. 82})$$

$$tip = \frac{1,378 \text{ m} - 1,175 \text{ m}}{2} = 0,102 \text{ m}$$

$$jd = 0,102 \text{ m} + 1,175 \text{ m} + 0,025 \text{ m} = 1,302 \text{ m}$$

Tomando en consideración el punto de apoyo de la resultante de compresión, solo once anclajes están solicitados a tracción (figura 26). Se verificó la condición establecida por la norma (ecuación 83) siendo n el número de anclajes solicitados a tracción.

$$A_{Nc} \leq n A_{Nco} \quad (\text{ec. 83})$$

$$2.761,424 \text{ cm}^2 \leq 11 \cdot 82.944 \text{ cm}^2$$

$$2.761,424 \text{ cm}^2 \leq 912.384 \text{ cm}^2$$

El factor de modificación para grupos de anclajes sometido a cargas excéntricas de tracción fue calculado con la ecuación 84, donde e'_N es la excentricidad de la fuerza resultante a tracción con respecto al centroide del grupo del anclaje el cual para este caso se tomó como el centro del círculo de pernos considerando que los anclajes casi en su totalidad están trabajando a tracción. Para determinar el valor de e'_N se formuló la ecuación 85, tomando en cuenta la ubicación de las resultantes de tracción y compresión (ver figura 27)

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}}} \quad (\text{ec. 84})$$

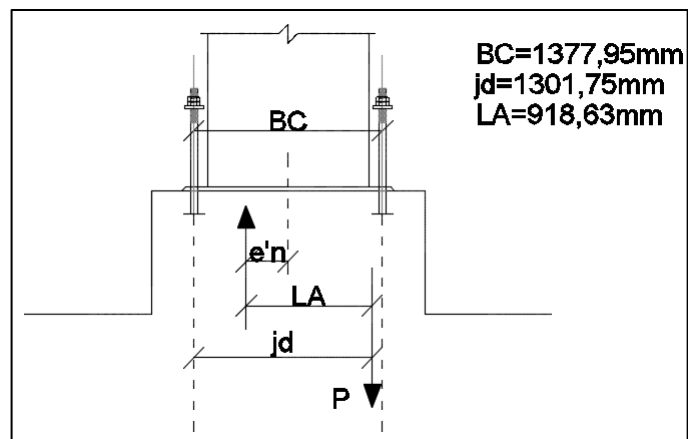


Figura 27. Excentricidad de la carga de tracción en grupo pernos. Fuente: autor.

$$e'_N = \frac{BC}{2} - jd - LA \quad (\text{ec. 85})$$

$$e'_N = \frac{1.377,95\text{mm}}{2} - 1.301,75\text{mm} - 918,63\text{mm} = 305,86\text{mm}$$

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2(305,86\text{mm})}{3 \cdot 960\text{mm}}} = 0,825$$

Cuando los anclajes se encuentran ubicados cerca de un borde, de manera tal que el espacio es insuficiente para que se desarrolle un prisma de arrancamiento completo, dado por $1,5 h_{ef}$, la capacidad de carga del anclaje se reduce más allá de lo reflejado por A_{Nc} / A_{Nco} . Debido a que la distancia desde el anclaje hasta el borde más próximo ($c_{a,min}$) es menor a $1,5 h_{ef}$ se ajustó el factor de modificación de efectos de borde para grupos de anclajes en tracción $\Psi_{ed,N}$ con la ecuación 86 para reflejar este efecto. El valor de $c_{a,min}$ se determinó con la ecuación 87 deducida de la figura 28.

$$\Psi_{ed,N} = 0,7 + 0,3 \frac{c_{a,min}}{1,5 h_{ef}} \quad (\text{ec. 86})$$

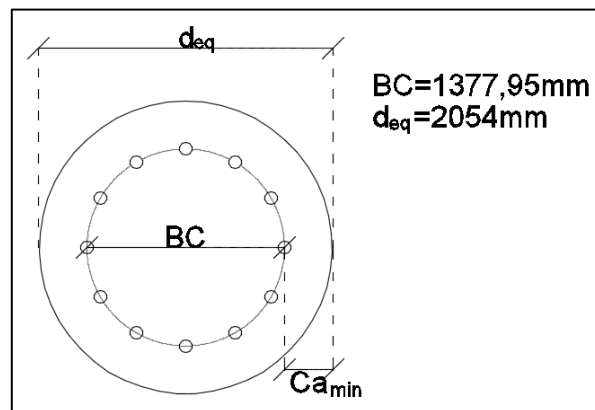


Figura 28. Distancia desde el anclaje hasta el borde más próximo. Fuente: Autor

$$c_{a,min} = \frac{d_{eq} - Bc}{2} \quad \text{ec. 87}$$

$$c_{a,\min} = \frac{2.054 \text{ mm} - 1.377,95 \text{ mm}}{2} = 338.025 \text{ mm}$$

$$\Psi_{ed,N} = 0,7 + 0,3 \frac{338.025 \text{ mm}}{1,5 (960 \text{ mm})} = 0,77$$

El factor de modificación por ausencia de fisuración en el concreto, se asumió como $\Psi_{c,N} = 1,25$ para anclajes preinstalados. El factor de modificación para anclajes postinstalados para concreto no fisurado no aplica para este caso, por consiguiente se asumió $\Psi_{cp,N} = 1$.

La resistencia básica al arrancamiento del concreto de un solo anclaje en tracción se determinó con la ecuación 88; donde: $k_c = 24$ para anclajes preinstalados, $\lambda_a = 1$ debido a que no se está utilizando concreto liviano

$$N_b = k_c \lambda_a \overline{f'_c} h_{ef}^{1,5} \quad (\text{ec. 88})$$

$$N_b = 24 \cdot 1 \cdot 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 96 \text{ cm}^{1,5} = 356.934,145 \text{ kg}$$

Sustituyendo los valores en la ecuación 78 se tiene que la resistencia nominal de arrancamiento del concreto en tracción es:

$$N_{cbg} = \frac{2.761,424 \text{ cm}^2}{82.944 \text{ cm}^2} \cdot 0,825 \cdot 0,77 \cdot 1,25 \cdot 1 \cdot 356.934,145 \text{ kg}$$

$$N_{cbg} = 9.439,051 \text{ kg}$$

4.9.1.3. Arrancamiento del anclaje

La resistencia nominal a la extracción por deslizamiento en tracción de un anclaje preinstalado se determinó con la ecuación 89; donde: $\Psi_{c,p} = 1,4$ para anclajes ubicados en una región de concreto, donde no existen fisuras para niveles de cargas de servicio y N_p es La resistencia a la extracción por

deslizamiento de un perno con cabeza individual el cual se estimó con la ecuación 90 donde A_{brg} esta dado en la tabla 24.

$$N_{pn} = \Psi_{c,p} N_P \quad \text{ec. 89}$$

$$N_P = 8 A_{brg} f'_C \quad \text{ec. 90}$$

$$N_P = 8 \cdot 34,297 \text{ cm}^2 \cdot 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 68.593,411 \text{ kg}$$

$$N_{pn} = 1,4 \cdot 68.593,411 \text{ kg} = 96.030,776 \text{ kg}$$

4.9.1.4. Descascaramiento del recubrimiento lateral

La resistencia al desprendimiento lateral del concreto en tracción de un grupo de anclajes se determinó con la ecuación 91; donde: N_{sb} es la resistencia de un solo anclaje expresada por la ecuación 92; donde A_{brg} esta dado en la tabla 24 y $\lambda_a = 1$ debido a que no se utiliza concreto liviano.

$$N_{sbg} = 1 + \frac{s}{6c_{a,min}} N_{sb} \quad \text{ec. 91}$$

$$N_{sb} = 160 c_{a,min} \sqrt{A_{brg} \lambda_a} \sqrt{f'_C} \quad \text{ec. 92}$$

$$N_{sb} = 160 \cdot 33,80 \text{ cm} \cdot \sqrt{34,297 \text{ cm}^2} \cdot 1 \cdot 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 500.800,797 \text{ kg}$$

$$N_{sbg} = 1 + \frac{35,664 \text{ cm}}{6 \cdot 33,80 \text{ cm}} \cdot 500.800,797 \text{ kg} = 588.864,104 \text{ kg}$$

Las resistencias fueron afectadas por un factor ϕ de reducción de las mismas siendo $\phi = 0,75$ para la controlada por el acero debido a que es bajo cargas a tracción y $\phi = 0,70$ para las demás bajo la condición que no existe refuerzo suplementario para los anclajes (ver tabla 26).

Tabla 26. Resistencias a la tracción de diseño

Resistencia	ϕ	
Acero	0,75	$\phi N_{sa} = 591.940,429 \text{ kg}$
Desprendimiento del hormigón	0,70	$\phi N_{cbg} = 6.607,336 \text{ kg}$
Arrancamiento del anclaje	0,70	$\phi N_{pn} = 67.221,543 \text{ kg}$
Desprendimiento lateral del concreto	0,70	$\phi N_{sbg} = 412.204,873 \text{ kg}$

Fuente: Autor

La menor de las resistencias calculadas es ϕN_{cbg} , lo que representa que el desprendimiento del hormigón es la falla que controla el diseño, la ecuación 93 representa el 75% de la resistencia más desfavorable que se denomina ϕN_n y esta no debe superar el valor de la componente de la tracción (N_u).

$$0,75\phi N_n \quad (\text{ec. 93})$$

$$0,75 \cdot 6.607,336 \text{ kg} = 4.955,502 \text{ kg} < 23.273,119 \text{ kg} \quad \text{No cumple}$$

4.9.2. Resistencia al corte de diseño

Para la mayoría de los casos, no hay acción de corte sobre los pernos de anclaje, porque la carga es resistida por la fricción causada principalmente por el momento de volcamiento. Para determinar si el corte es resistido por la fricción se debe cumplir que $V_u \leq \phi V_f$. La resistencia a la fricción (V_f) se calculó utilizando la ecuación 92, donde μ es el coeficiente de fricción tomado como 0,55 y $\phi = 0,75$.

$$\phi V_f = \phi \mu P_u \quad \text{ec. 92}$$

$$\phi V_f = 0,75 (0,55) 131.837,816 \text{ kg} = 54.383,099 \text{ kg}$$

$$6.471,23 \text{ kg} \leq 54.383,099 \text{ kg}$$

Debido a que se cumple la condición $V_u \leq \phi V_f$, los anclajes no están sometidos a corte y, por consiguiente, no fue necesario determinar ϕV_n .

4.9.3. Refuerzo para pernos de anclaje

Para garantizar que no se presenten fallas en la conexión entre la estructura soportada y la fundación, se determinó un refuerzo para los pernos de anclaje que cumple con las solicitaciones a tracción mediante la ecuación 93, donde n es el numero anclajes, N_u es la tracción última sobre un perno, ϕ es el factor de reducción de la fuerza tomado como 0,90 y f_y es el límite elástico del acero de refuerzo.

$$A_s = n \frac{N_u}{\phi f_y} \quad \text{ec. 93}$$

$$A_s = (12) \frac{23.273,119 \text{ kg}}{0,9 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 73,883 \text{ cm}^2$$

Para cumplir con el acero requerido se dispusieron de 38 barras de $\phi 5/8"$ ($75,214 \text{ cm}^2$) distribuidas en un diámetro de circulo de refuerzo de perno (DCRP) (ecuación 94) que cubra los anclajes en forma de amarres u horquillas a una distancia cercana a los mismos (ver figura 29).

$$\text{DCRP} = \text{BC} + 2 * 15\text{cm} \quad (\text{ec. 94})$$

$$\text{DCRP} = 137,795 \text{ cm} + 2 * 15\text{cm} = 167,795$$

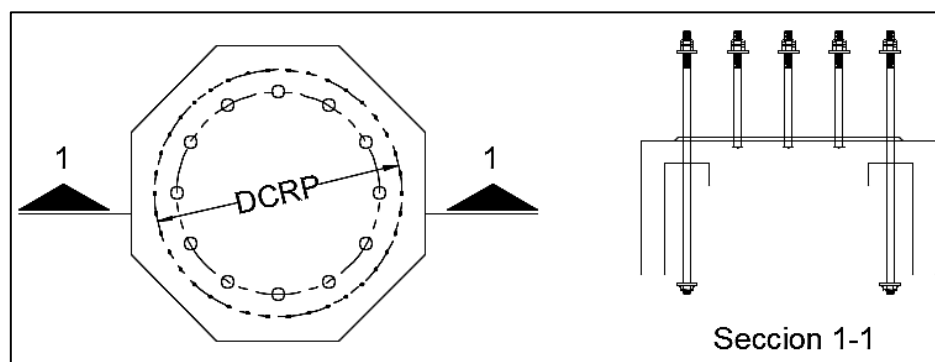


Figura 29. Acero de refuerzo para el anclaje. Fuente: Autor

4.10. Modelado con software

Para validar las dimensiones calculadas para la fundación, se realizó un modelo con el uso del software comercial STAAD Foundation Advanced. El programa permite el diseño de cimentaciones para diferentes equipos industriales. En este caso, se seleccionó *Vertical Vessel Foundation* el cual corresponde a fundaciones para recipientes verticales (ver figura 30).

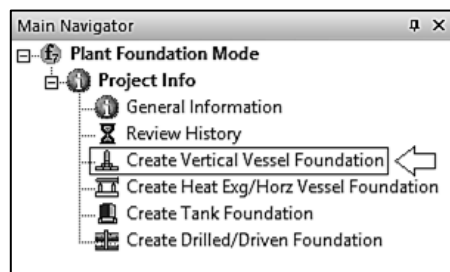


Figura 30. Tipo de equipo dinámico. Fuente: Autor

Luego de escoger el tipo de equipo industrial, el sistema despliega una lista de secciones, las cuales corresponden a todos los datos de entrada requeridos para el diseño, siendo estos: *Vertical Vessel Job* (corresponde a la normativa empleada), *Geometry* (geometría), *Anchor Geometry* (geometría del anclaje), *Primary Load Case* (caso de cargas primarias), *Wind Load Generation* (generación de carga de viento), *Time Period* (Periodo), *Seismic Load Generation* (generación de carga de sismo), *Load Combination* (combinación de cargas), *Design Parameters* (parámetros de diseño) y *Pile Cap Geometry* (geometría de los pilotes) (ver figura 31).

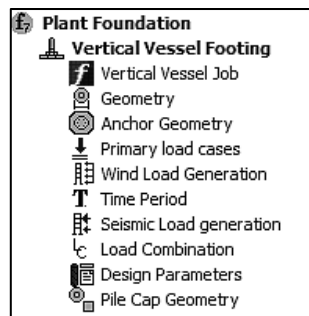


Figura 31. Datos de entrada. Fuente: Autor

En la primera sección se identificó el proyecto con el título “Fundación para Torre de Fraccionamiento” en *Vertical Vessel ID*, se especificó el sistema métrico de unidades o sistema internacional (SI) en *Unit System*, el código americano (US) para el diseño en *Design Code* y la versión del código ACI-318-11 en *Code Versión* (figura 32).

Figura 32. Código de diseño. Fuente: Autor

En la segunda sección se especificó que la fundación es octogonal en *Foundation Type* (tipo de fundación) y de tipo profunda con pilotes en *Foundation Support Type* (tipo de soporte para la fundación); se definió el diámetro (D_{ve}) y la altura efectiva (H_{ve}) de la torre en *Vessel Geometry* (geometría del equipo), el diámetro (D_p) y el espesor (T_p) del pedestal en *Pedestal Geometry* (geometría del pedestal), la profundidad del nivel freático en *Depth to Water Table* (profundidad del nivel de agua), y el espesor del suelo sobre el pedestal (T_s) considerando que el pedestal sobresale 0,30 metros sobre el nivel del suelo en *Soil Depth* (profundidad del suelo). Todos los datos en metros (ver figura 33).

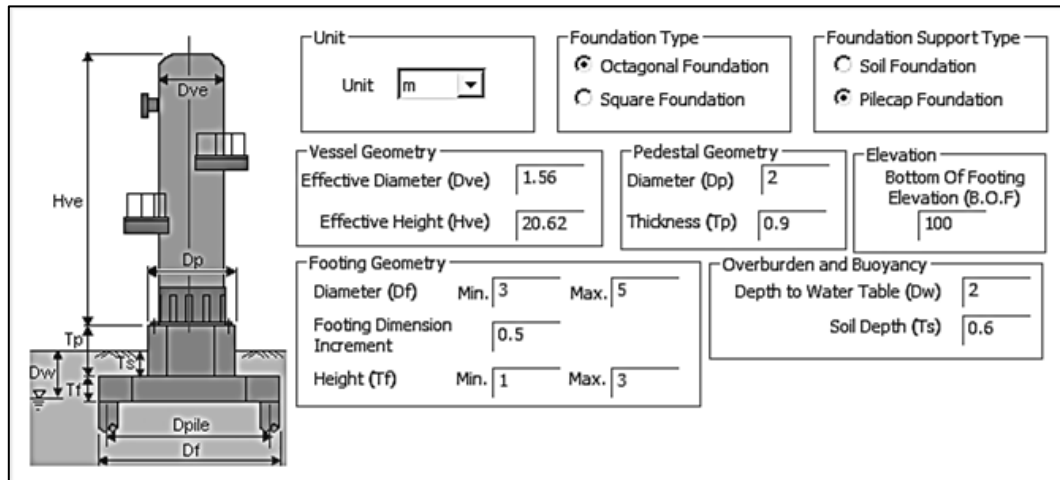


Figura 33. Geometría. Fuente: Autor

En la tercera sección se asignó la geometría relacionada a los pernos de anclaje, tales como el diámetro del círculo de pernos (BCD), el número de anclajes (N_b) y el diámetro de los mismos (BD) así como la profundidad efectiva de embebido, expresando todas estas medidas en milímetros (ver figura 34).

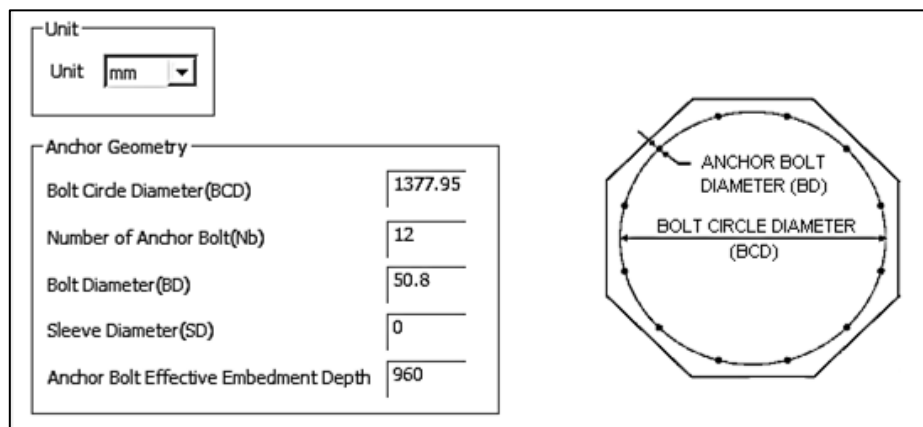


Figura 34. Geometría de los anclajes. Fuente: Autor

En la cuarta sección se declararon los casos de cargas primarias, siendo estas las correspondientes a los pesos en vacío (Empty Load), operación (Operating Loads) y prueba (Test Loads), debido a que el equipo no genera cargas cortantes ni momentos estos no aplican (ver figura 35).

Units

Vertical (Axial) Force Base Shear Base Moment

Standard Loads

	Vertical (Axial) Force	Base Shear	Base Moment
Empty Load	24100.72	0	0
Operating Loads	28686.54	0	0
Test Loads	28686.54	0	0
Erection Loads	0	0	0

User Defined Load

Case	Description	Vertical	Base Shear	Base Mome
1	Thermal	0.0000	0.0000	0.0000
2				

Figura 35. Casos de cargas primarias. Fuente: Autor

En la quinta sección el programa permite generar las acciones producidas por el viento, pero se utilizaron los valores obtenidos por el análisis eólico de la estructura (ver figura 36).

User defined Wind Load

Shear Value

Moment Value

Calculated Wind Load

Partial Wind case % %

DESIGN WIND PRESSURE ($P = 0.00256 * K_d * K_z * K_{zt} * v^2 * I$; psf)

Wind Speed

K_d

K_z for

K_{zt}

I

G

C_f

K_d = Wind Directional Factor in Section 6.5.4.4 and determined from ASCE 7-05 Table 6-4

K_z = Velocity Pressure Exposure Coefficient defined in ASCE 7-05 6.5.6.6 & determined from ASCE 7-05 Table 6-3

K_{zt} = Topographic Factor defined in ASCE 7-05 6.5.7.2 & determined from ASCE 7-05 Fig. 6-4

I = Importance Factor defined in ASCE 7-05 6.5.5 & determined from ASCE 7-05 Table 6-1

G = Gust Effect Factor based on ASCE 7-05 6.5.8

C_f = Net Force Coefficient according to ASCE 7-05 Fig 6-20 & Fig 6-21

Figura 36. Acciones por viento. Fuente: Autor

En la sexta sección se seleccionaron los datos de entrada directos, especificando el periodo fundamental y el periodo más largo de transición (ver figura 37).

Time Period Calculation Fundamental Period (T) : s Long-Period Transition Period s

Length Force/Length Force

Distributed Mass :

	Mass/Length	Height(Top)	Height(Bot)	Diameter	Thickness
1					
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
9					
10					

Concentrated Mass :


	Mass	Height
1		
2		
3		
4		
5		
6		
7		
8		
9		
10		

Figura 37. Periodos sísmicos. Fuente: Autor

En la séptima sección de igual manera se especificaron las acciones resultantes del análisis sísmico de forma directa para el peso en operación, debido a que es el considerado para el diseño (ver figura 38).

Seismic Load Generation calculation

Direct Input seismic Loads
 Mass Table C.G.
 User Defined C.G.

 C.G. of Vessel

Center Of Gravity From Vessel Bottom

Shear Unit : Moment Unit :

Operating Seismic Load

Shear Value :
Moment Value :

Empty Seismic Load

Shear Value :
Moment Value :

Seismic Ground Motion Values

Select using Zip Code Enter Value Manually

Select Zip :

City : Site Class :

Latitude : Fa =
Longitude : Fv =

Seismic Response Coefficient Parameters

Response Modification Factor (R) : Per ASCE 7-05 Table 15.4-2
Importance Factor (I) : Per ASCE 7-05 Table 11.5-1

Figura 38. Acciones por sismo. Fuente: Autor

En la octava sección se seleccionó la norma ASCE/SEI 7-05 para definir las combinaciones de cargas (Ver figura 39).

Load Combination Table **ASCE 7-05**

Service Load Combination : Update Table Delete

LC No.		SWF	SBF	Empty	Operating	Wind	Seismic	Test	Erection	Live
101	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
102	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
103	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00

Ultimate Load Combination : Update Table Delete

LC No.		SWF	SBF	Empty	Operating	Wind	Seismic	Test	Erection	Live
201	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	1.00	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
202	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	1.00	0.00	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
203	<input checked="" type="checkbox"/>	1.00	1.00	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00

Note: SWF - Self Weight and Dead Weight Factor
SBF - Soil Bearing Factor

Figura 39. Combinaciones de cargas. Fuente: Autor

En la novena sección se especificaron los parámetros de diseño, como las densidades del agua, el concreto y el suelo (*Material Density*), y los parámetros para el diseño del concreto, como los esfuerzos admisibles del concreto y el acero para el refuerzo, incluyendo tanto el espaciamiento mínimo y máximo entre las barras del refuerzo como los diámetros de las mismas (ver figura 40).

Material Density

Water Density Concrete Density

Consider Buoyancy Soil Density

Bearing and Stability

Allowable Bearing Pressure Minimum Stability Overturning Ratio

Coefficient Of Friction Minimum Stability Sliding Ratio

Concrete Design Parameters

Bar Type Cover

f_c f_y

Minimum Bar Dia Maximum Bar Dia

Minimum Bar Spacing Maximum Bar Spacing

Figura 40. Parámetros de diseño. Fuente: Autor

En la décima sección se especificó la altura del cabezal (*Minimum Pile cap Depth*), la geometría de los pilotes, sus diámetros (Dia), las capacidades tanto a compresión (*Vertical*) como a tracción (*Uplift*), la cantidad de pilotes (*Number of Piles*) y el espaciamiento entre estos (*Circular Spacing*), la distancia desde el eje central hasta el borde del cabezal (*Edge*), la penetración del elemento en el cabezal (*Pile in Pilecap*) (ver figura 41).

Unit: Force Length

Minimum Pile cap Depth

Layers	Piles
1	8

Pile Data

Lateral Square Octagonal

Uplift Number of Piles

Vertical Number of Layers

Dia Circular Spacing

Edge

Pile in Pilecap Use Center Pile

Create Arrangement Select Arrangement Show Pile Reaction

Figura 41. Geometría de los pilotes. Fuente: Autor

Después de especificar todos los datos de entrada, el programa generó el arreglo y ubicación con respecto al centro de los pilotes, en un único círculo de los elementos (ver figura 42) con lo cual se produjo el correspondiente reporte del diseño calculado con el programa (ver anexo E).

	X m	Y m
1	1.528	0.000
2	1.080	1.080
3	0.000	1.528
4	-1.080	1.080
5	-1.528	0.000
6	-1.080	-1.080
7	-0.000	-1.528
8	1.080	-1.080
9	0.000	0.000
10		

Delete Row

Figura 42. Ubicación de los pilotes. Fuente: Autor

Como resultado del modelado de la estructura de fundación a través del programa se pudo notar que el mismo realiza las verificaciones por corte y punzonado, las cuales se deben considerar cuando el cabezal de pilotes es diseñado como un elemento flexible (ver tabla 27).

Tabla 27. Resultados comparativos del programa.

Corte	Actuante	1,66 Ton	OK
	Resistente	109,89 Ton	
Punzonado	Actuante	36,90 Ton	Ok
	Resistente	1165,50 Ton	
Cuantía Mecánica	Calculada	0,0018	Ok
	Máxima	0,0019	

Fuente: Autor

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

En el marco de los objetivos planteados en este trabajo de investigación y luego de llevar a cabo el diseño estructural de las fundaciones para torres de fraccionamiento en Refinería Barranquilla, ubicada en la ciudad de Barranquilla, en la República de Colombia, se llegaron a las siguientes conclusiones:

- Para el análisis de las condiciones eólicas y sísmicas que actúan sobre equipos dinámicos, como las torres de fraccionamiento, se siguieron las guías de procesos industriales, debido a que éstas consideran las diferentes condiciones operativas, como los pesos en vacío, operación y prueba, los cuales intervienen directamente en la determinación de las acciones provocadas por dichas condiciones.
- Datos, tales como, el tipo de estrato sobre el cual funcionará la cimentación, la capacidad portante de los mismos, el peso específico, el ángulo de fricción, el nivel freático, entre otros resultados del estudio estratigráfico, permiten determinar el tipo de soporte adecuado para las condiciones bajo las cuales estará sometida la cimentación, siendo este un elemento esencial para el desarrollo del diseño de fundaciones.
- Para el dimensionado del pedestal se estudió la disposición de los pernos de anclaje, incluyendo las especificaciones de la norma ACI 318-11, la cual contempla la distancia mínima necesaria que debe existir entre el eje del anclaje y el borde del elemento de concreto,

aspecto que no está considerado en la norma PIP STE03350-08 pero que fue el factor determinante para las dimensiones finales.

- El método de las bielas permitió diseñar el cabezal, de manera tal que éste se comportara como un elemento de gran rigidez, transmitiendo las cargas directamente a los pilotes desde el pedestal, por medio de bielas comprimidas; la rigidez del encepado permite que no se presenten los efectos de punzonado y aplastamiento, los cuales deben ser estudiados en casos donde el diseño se realiza considerando el elemento flexible, como una viga apoyada sobre los pilotes.
- El diseño de la fundación fue realizado para la torre T-321, de manera tal que fuese adecuado para la T-322, manteniendo uniformidad entre los elementos, y cumpliendo con los requerimientos del cliente.
- La verificación del comportamiento de la conexión entre el equipo y la fundación, según los requisitos de la norma ACI 318-11, permitió determinar que las dimensiones del pedestal no cumplían con la resistencia al desprendimiento del hormigón, debido a que la carga a tracción actuante sobre los pernos era mayor a la resistencia de los mismos; para evitar el aumento de las dimensiones calculadas del pedestal, se determinó un refuerzo adecuado para soportar la sollicitación desfavorable y así evitar la falla del concreto.
- El modelado de la fundación y su respectiva simulación a través del programa STAAD Foundation Advanced V8i, permitió conocer las posibles respuestas ante las acciones y condiciones establecidas, verificando las dimensiones y refuerzos determinados para los elementos de la cimentación obtenidos de los cálculos analíticos.

- Los planos expuestos presentan las dimensiones definitivas, así como el detallado del acero necesario para el refuerzo de cada elemento de la fundación (pedestal, cabezal, pilotes), y de los pernos de anclaje.

5.2. Recomendaciones

- En el diseño de cabezales de pilotes, se recomienda el uso del método de las bielas, garantizando que el elemento sea lo suficientemente rígido para transmitir las cargas adecuadamente; en caso de que la altura requerida por el método mencionado sea excesiva, se sugiere la reducción de la misma, considerando el elemento como una viga apoyada sobre los pilotes.
- Se recomienda realizar un análisis del comportamiento de los pernos de anclaje bajo solicitaciones a tracción y corte en el diseño de fundaciones para recipientes verticales, debido a que representa un factor importante de falla si no se provee de un refuerzo adecuado, pudiendo generar colapso general del equipo
- La inclusión de asignaturas de la rama industrial dentro del pensum de estudio de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad de Oriente, ya que es un área donde se requiere del diseño de elementos de construcción civil para el asentamiento u optimización de instalaciones para procesos petroquímicos e industriales, exigiendo de los profesionales un amplio conocimiento acerca de las consideraciones y criterios aplicables.

BIBLIOGRAFÍA

- Arias, F. (2006). *El proyecto de Investigación: Introducción a la Metodología Científica* (5ª ed.), Caracas, Venezuela: Episteme
- AASHTO (1998). *LRFD Bridge Design Specifications*, (2ª ed.) Washington D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials
- ACI (2011). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-11)*. Farmington Hills: American Concrete Institute
- ASCE (2005). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE /SEI 7-05)*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers
- ASCE (2011). *Cargas de viento en la petroquímica y otras instalaciones industriales*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers
- ASCE (2011). *Pautas de evaluación de diseño sísmico para instalaciones petroquímicas*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers
- COVENIN (2006). *Proyecto y construcción de obras en concreto estructural (COVENIN 1753-06)*. Caracas: Comisión Venezolana De Normas Industriales.
- Das, M. (1999). *Principios de ingeniería de cimentación* (4ª ed.). California State University, Sacramento: Thomson
- Delanoye, H. (2003). *Apunte de fundaciones*. La Plata, Argentina: Facultad De Ingeniería, Universidad Nacional de La Plata
- Dobles, R. (1985). *Métodos, técnicas y recursos básicos para acciones educativas*. San Jose, Costa Rica: Eued
- Fratelli, M. G. (1993). *Suelos, Fundaciones y Muros*. Caracas, Venezuela

- García A. (2001). *Hormigón Armado III Elementos Estructurales*. Madrid, España: Torán, S.A
- García, R. (2003). *Desmontaje, traslado y rediseño estructural de una torre de fraccionamiento de gasolina residual* (Tesis de pregrado). Universidad Central de Venezuela, Caracas, Venezuela.
- Harmesen, T. (2005). *Diseño de estructuras de concreto armado* (4^a ed.) Lima, Perú: PUCP
- Hernández, R; Fernández, C. y Baptista, P. (2006) *Metodología de la investigación* (3^a ed.). Distrito Federal, México: McGraw-Hill Interamericana
- Hurtado, J. (2008). *Metodología de la Investigación, Una Comprensión Holística*. Caracas, Venezuela: Quirón – Sypal
- Liu, C. y Evett, J. (2004) *Soils and Foundations* (6 ed). Englewood Cliffs. New Jersey: Prentice-Hall Inc.
- Meyerhof, G. (1976). “*Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations.*”
- Nilson, A. (1999) *Diseño de estructuras de concreto* (12^a ed.). Bogotá, Colombia: McGraw-Hill Interamericana
- Padrón, J. (2006). *Bases del Concepto de Investigación Aplicada*. Recuperado de <http://padron.entretemas.com/InvAplicada/index.htm>
- Peck, R.; Hanson, W. y Thornburn, T. (2007) *Ingeniería de cimentación (Versión en español de la obra publicada en inglés con el título: foundation engineering)*. México D.F. México: limusa
- Pereira, Y. y Martínez, G. (2010). *Importancia del estudio del suelo para la determinación de fundaciones en obras civiles* (Monografía de Grado). Universidad de Oriente, Barcelona, Venezuela

- PIP (2008). *Guía de Diseño para Fundación de recipiente vertical (PIP STE03350)*. Austin, Texas: Construction Industry Institute
- Renganathan, K. (2007). *Principles of mass transfer*. Thanjavur, India: Prentice-Hall
- Sabino, C. (1992). *El Proceso de Investigación* (2^a ed.). Caracas, Venezuela: Panapo
- Salazar J. (2013). *Cálculo y diseño de cimentaciones para equipos y maquinaria presentes en una facilidad de producción petrolera* (Tesis de pregrado). Universidad de las Fuerzas Armadas-ESPE, Sangolquí, Ecuador
- Salkind, N. (1999). *Métodos de investigación* (3^a ed.). México: Prentice Hall
- Sayed, M. y Bakeer, M. (1992). Efficiency Formula for Pile Groups. *Geotechnical Engineering, ASCE*, 118 (2). 278-300
- Terzaghi K. y Peck R.F. (1967), *Soil Mechanics in Engineering and Construction*. John Wiley, New York.
- Terzaghi, K. (1955). *Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction*. Geotechnique, Vol. 5.
- Vesic, S. (1973). "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations." *the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*. 99(1). 45-73.
- Zamora, P. (2010). *Herramienta de cálculo por el método de bielas y tirantes* (Trabajo de pregrado). Universidad Politécnica de Catalunya, Barcelona, España
- Zorrilla, S. (1993). *Introducción a la metodología de la investigación*, México: Océano

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO

TÍTULO	DISEÑO ESTRUCTURAL DE FUNDACIÓN PARA TORRES DE FRACCIONAMIENTO EN REFINERÍA BARRANQUILLA, COLOMBIA
SUBTÍTULO	

AUTOR (ES):

APELLIDOS Y NOMBRES	CÓDIGO CVLAC / E MAIL
Romanisio Rodríguez, José Andres	CVLAC: V 20.547.891 E MAIL: josearr.20@gmail.com
	CVLAC: E MAIL:
	CVLAC: E MAIL:
	CVLAC: E MAIL:

PALABRAS O FRASES CLAVES:

Diseño

Torres de fraccionamiento

Fundaciones

Pilotes

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

ÁREA	SUB ÁREA
Ingeniería y Ciencias Aplicadas	Ingeniería Civil

RESUMEN (ABSTRACT):

El propósito de ésta investigación es realizar el diseño estructural de las fundaciones para las torres de fraccionamiento T-321 y T-322 ubicadas en la Refinería Barranquilla, ciudad de Barranquilla departamento Atlántico de la República de Colombia, tomando en consideración las condiciones de carga, las características del suelo y las restricciones constructivas de la obra, empleando los requisitos establecidos en las normas internacionales ASCE/SEI-7-05, ACI-318-2011 y aplicando los métodos de diseño por rotura y estados límites. Se desarrolló una investigación de tipo aplicada con un diseño mixto de investigación bibliográfica y de campo, utilizando como herramientas para la recolección de información las entrevistas no estructuradas con especialistas en el área, y la revisión de planos y documentos suministrados por el cliente con datos provenientes directamente del sitio de estudio. El alcance de la investigación está limitado a la elaboración del diseño estructural de los elementos que componen las fundaciones requeridas para el soporte adecuado de las torres de fraccionamiento, lo que comprende el dimensionado del pedestal, cabezal y pilotes, así como las características del acero de refuerzo, y la elaboración de los planos de ingeniería de detalles.

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

CONTRIBUIDORES:

APELLIDOS Y NOMBRES	ROL / CÓDIGO CVLAC / E_MAIL				
	ROL	CA	AS (X)	TU	JU
Martínez Guerra, Jhonatan Alex	CVLAC:	V- 15.376.400			
	E_MAIL	ingmartinezgj@gmail.com			
	E_MAIL				
	ROL	CA	AS (X)	TU	JU
Rodríguez Páez, Alexander José	CVLAC:	V- 15.717.095			
	E_MAIL	alexanderjoserp@gmail.com			
	E_MAIL				
	ROL	CA	AS	TU (X)	JU
González Hernández, Anabel Yoedelin	CVLAC:	V – 16.573.233			
	E_MAIL	anabelyoedelin@hotmail.com			
	E_MAIL				
	ROL	CA	AS	TU	JU (X)
Cermeño, Carlos Enrique	CVLAC:	V – 8.494.906			
	E_MAIL	carloscermeño@hotmail.com			
	E_MAIL				
	ROL	CA	AS	TU	JU (X)

FECHA DE DISCUSIÓN Y APROBACIÓN:

2016	08	12
AÑO	MES	DÍA

LENGUAJE. SPA

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

ARCHIVO (S):

NOMBRE DE ARCHIVO	TIPO MIME
TESIS. Diseño Estructural de Fundación para Torres de Fraccionamiento en Refinería Barranquilla, Colombia.doc.	Aplicación/msword

CARACTERES EN LOS NOMBRES DE LOS ARCHIVOS: A B C D E F G H I J K L
M N O P Q R S T U V W X Y Z. a b c d e f g h i j k l m n o p q r s t u v w x y z. 0 1 2 3 4 5
6 7 8 9.

ALCANCE

ESPACIAL: (OPCIONAL).

TEMPORAL: (OPCIONAL)

TÍTULO O GRADO ASOCIADO CON EL TRABAJO:

Ingeniero Civil

NIVEL ASOCIADO CON EL TRABAJO:

Pregrado

ÁREA DE ESTUDIO:

Departamento de Ingeniería Civil

INSTITUCIÓN: Universidad de Oriente / Extensión Cantaura



UNIVERSIDAD DE ORIENTE
CONSEJO UNIVERSITARIO
RECTORADO

CUN°0975

Cumaná, 04 AGO 2009

Ciudadano
Prof. JESÚS MARTÍNEZ YÉPEZ
Vicerrector Académico
Universidad de Oriente
Su Despacho

Estimado Profesor Martínez:

Cumplo en notificarle que el Consejo Universitario, en Reunión Ordinaria celebrada en Centro de Convenciones de Cantaura, los días 28 y 29 de julio de 2009, conoció el punto de agenda "SOLICITUD DE AUTORIZACIÓN PARA PUBLICAR TODA LA PRODUCCIÓN INTELECTUAL DE LA UNIVERSIDAD DE ORIENTE EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL DE LA UDO, SEGÚN VRAC N° 696/2009".

Leído el oficio SIBI - 139/2009 de fecha 09-07-2009, suscrita por el Dr. Abul K. Bashirullah, Director de Bibliotecas, este Cuerpo Colegiado decidió, por unanimidad, autorizar la publicación de toda la producción intelectual de la Universidad de Oriente en el Repositorio en cuestión.

UNIVERSIDAD DE ORIENTE	
SISTEMA DE BIBLIOTECA	
RECIBIDO POR	<i>[Signature]</i>
FECHA	05/8/09
HORA	5:30

Comunicación que hago a usted a los fines consiguientes.

Cordialmente,

[Signature]
JUAN A. BOLANOS CUMBELE
 Secretario



C.C: Rectora, Vicerrectora Administrativa, Decanos de los Núcleos, Coordinador General de Administración, Director de Personal, Dirección de Finanzas, Dirección de Presupuesto, Contraloría Interna, Consultoría Jurídica, Director de Bibliotecas, Dirección de Publicaciones, Dirección de Computación, Coordinación de Telemática, Coordinación General de Postgrado.
JABC/YGC/maruja

Apartado Correos 094 / Telfa: 4008042 - 4008044 / 8008045 Telefax: 4008043 / Cumaná - Venezuela

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

DERECHOS

De acuerdo al Artículo 41 del Reglamento de trabajos de grado:

“Los trabajos de grado son de exclusiva propiedad de la Universidad de Oriente y sólo podrán ser utilizados a otros fines con el consentimiento del Consejo de Núcleo”

Romanisio R. José A.

AUTOR

Prof. Martínez Jhonatan

TUTOR

Profa. González Anabel

JURADO

Prof. Cermeño Carlos.

JURADO

Prof. Loaiza Ramón

POR LA COMISIÓN DE TRABAJO DE GRADO