

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



**DISEÑO DE FACILIDADES CIVILES INVOLUCRADAS EN  
LA INSTALACIÓN DE DOS (2) MOTOCOMPRESORES DE  
5 MMPCGD, EN PLANTA COMPRESORA SOTO DE  
PETROLERA BIELOVENEZOLANA, S.A.**

*Realizado por:*

**Carvajal León, Asmirian del Valle**

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

**INGENIERO CIVIL**

Cantaura, 2020

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



**DISEÑO DE FACILIDADES CIVILES INVOLUCRADAS EN  
LA INSTALACIÓN DE DOS (2) MOTOCOMPRESORES DE  
5 MMPCGD, EN PLANTA COMPRESORA SOTO DE  
PETROLERA BIELOVENEZOLANA, S.A.**

*Realizado por:*

**Carvajal León, Asmirian del Valle**

**Asesores:**

---

**Profesor Daniel Cabrera  
Tutor Académico**

---

**Ing. Lisangel Amundaray  
Tutor Externo**

Cantaura, 2020

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



**DISEÑO DE FACILIDADES CIVILES INVOLUCRADAS EN  
LA INSTALACIÓN DE DOS (2) MOTOCOMPRESORES DE  
5 MMPCGD, EN PLANTA COMPRESORA SOTO DE  
PETROLERA BIELOVENEZOLANA, S.A.**

**CALIFICACION**

**APROBADO**

---

**Prof. Daniel Cabrera**  
Tutor Académico

---

**Prof. Jhonatan Martínez**  
Jurado Principal

---

**Prof. Carlos Cermeño**  
Jurado Principal

Cantaura, 2020

## 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 a la Virgen por guiarme en cada paso para superar los obstáculos que se presentaron, por brindarme salud y fortaleza para alcanzar esta meta.

Dedicado especialmente a mi familia, a mis padres Almiria León y Manuel Carvajal por ser las personas más importantes en mi vida, gracias a ellos estoy en este momento cumpliendo esta meta tan importante; siempre se han preocupado porque no me falte nada y me han guiado por el camino del bien con sus consejos, enseñándome que con perseverancia y dedicación no existen metas que no puedan lograr. A mi hermana Aurys por su apoyo incondicional y ser mi mayor ejemplo a seguir. A ustedes les dedico este triunfo y sé que lo disfrutaron tanto como yo.

A mi amigo Donnys Caña, por haberme acompañado en este camino y mantenerse dispuesto a ayudarme y animarme, eres más que un amigo, un hermano y dedico este logro a esa increíble amistad que nos une y que espero se mantenga por siempre.

*Asmirian Carvajal*

## **AGRADECIMIENTO.**

A Dios y a la Virgen, por la vida y la oportunidad de culminar mi carrera, porque sin la ayuda divina absolutamente nada es posible. Gracias a mis padres, que siempre me han acompañado y apoyado. A mi hermana, por ser la mejor amiga que tengo.

A José David Reyes, por ser un gran compañero de vida, tener la paciencia y el amor más grande del mundo al apoyarme en los momentos difíciles.

A mis amigos, Donnys Caña, Orianny Cermeño, Laila Salek y José Maicabare por hacer de la universidad una etapa inolvidable, por la amistad y los grandes momentos vividos. Gracias, los quiero mucho y que Dios los bendiga.

A mi tutor Prof. Daniel Cabrera, gracias por apoyarme y brindarme sus conocimientos, su tiempo y comprensión para culminar esta meta.

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.

A los profesores Jhonatan Martínez y Carlos Cermeño, representan el jurado de este trabajo de investigación.

*Asmirian Carvajal*

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

**DISEÑO DE FACILIDADES CIVILES INVOLUCRADAS EN LA  
INSTALACIÓN DE DOS (2) MOTOCOMPRESORES DE  
5 MMPCGD, EN PLANTA COMPRESORA SOTO DE  
PETROLERA BIELOVENEZOLANA, S.A.**

**Autor:** Asmirian Carvajal

**Tutor académico:** Prof. Daniel Cabrera

**Año:** 2020

**RESUMEN**

El objetivo principal de este trabajo de investigación es el diseño de las facilidades civiles involucradas en la instalación de dos (2) motocompresores de 5 MMPCGD, en la planta Compresora Soto, ubicada al sureste de la ciudad Anaco, Edo. Anzoátegui, Venezuela. Considerando el gran campo que abarca la obra civil dentro de la industria petrolera, se enfoca en las fundaciones aisladas superficiales sometidas a vibraciones inducidas por motores acoplados a compresores centrifugas o reciprocantes. Se establecieron los criterios para el diseño de las fundaciones en mención, los cuales son suministrados por la industria PDVSA en sus manuales de ingeniería de diseño, Fondonorma 1753-2006 y ACI 318-14. Se desarrollo 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 la empresa con datos provenientes directamente del sitio de estudio. Finalmente, como aporte, este trabajo cita puntualmente los pasos a seguir previos al cálculo de fundaciones de equipo dinámico, y del cálculo del sistema de drenaje para la misma, además de pequeñas consideraciones empleadas el en uso del software SAFE 2016 para este efecto, asimismo se describe el análisis de precios unitarios (APU) y la elaboración de los planos de ingeniería de detalle.

**Palabras claves:** Diseño, calculo, fundaciones, drenaje.

## ÍNDICE DE CONTENIDO

RESOLUCIÓN .....	IV
DEDICATORIA. ....	V
AGRADECIMIENTO. ....	VI
RESUMEN .....	VII
ÍNDICE DE CONTENIDO .....	IX
ÍNDICE DE TABLAS .....	XIV
ÍNDICE DE FIGURAS .....	XV
INTRODUCCIÓN .....	XVII
CAPÍTULO I .....	19
EL PROBLEMA.....	19
1.1. Planteamiento del problema.....	19
1.2. Objetivos .....	23
1.2.1. Objetivo general.....	23
1.2.2. Objetivos específicos.....	23
1.3. Justificación.....	24
1.4. Alcance .....	24
1.5. Generalidades de la empresa .....	25
1.5.1. Antecedentes de la Empresa.....	25
1.5.2. Visión .....	26
1.5.3. Misión .....	26
1.5.4. Objetivos De La Institución .....	27
1.5.5. Departamento de Infraestructura y Procesos de Superficie .....	28
1.5.6. Funciones principales del Departamento.....	29
1.5.7. Descripción del sitio de estudio .....	31
CAPITULO II .....	33
MARCO TEÓRICO .....	33

2.1. Antecedentes .....	33
2.2. Bases teóricas referenciales .....	34
2.2.1. Fundaciones .....	34
2.2.1.1. Dimensionamiento.....	35
2.2.1.2. Diseño .....	38
2.2.1.3. Condiciones de diseño .....	38
2.2.1.4. Métodos de diseños .....	38
2.2.1.4.1. Método de los estados límites .....	38
2.2.1.5. Cálculo de acciones .....	39
2.2.1.6. Cargas verticales.....	40
2.2.1.7. Cargas horizontales.....	41
2.2.1.7.1. Acciones de viento .....	41
2.2.1.7.2. Acciones de sismo.....	44
2.2.1.7.2.1. Aceleración horizontal máxima del terreno.....	45
2.2.1.7.2.2. Clasificación de riesgos.....	45
2.2.1.7.2.3. Terrenos de fundación .....	46
2.2.1.8. Combinaciones de carga .....	49
2.2.1.9. Presión sobre el Suelo .....	52
2.2.1.10. Verificar los Esfuerzos en el Suelo .....	53
2.2.1.11. Factor de seguridad al volteo .....	56
2.2.1.12. Análisis dinámico.....	58
2.2.1.13. Chequeo por corte .....	64
2.2.2. Sistema de drenaje.....	65
2.2.2.1. Sistema de Drenaje de Aguas no Contaminadas con Hidrocarburos. ....	65
2.2.2.2. Procedimiento de Cálculo.....	66
2.2.2.3. Gastos de Diseño Agua de Lluvia (QLL) .....	66
2.2.2.4. Agua Contra Incendio (QCI) .....	69
2.2.2.5. Aguas de Procesos (QP).....	70

2.2.2.6. Capacidad de la Tubería de Aguas Contaminadas .....	71
2.2.2.7. Ecuaciones básicas para flujo en canales .....	73
2.2.2.8. Componentes de un Sistema de Drenaje .....	74
2.2.2.8.1. Sello Hidráulico .....	74
2.2.2.8.2. Tanquillas Sumideros .....	75
2.2.3. Software de diseño .....	76
CAPITULO III .....	78
MARCO METODOLÓGICO .....	78
3.1. Diseño de investigación .....	78
3.2. Nivel de la investigación .....	78
3.3. Técnicas de recolección de datos .....	79
3.3.1. Revisión bibliográfica .....	79
3.3.2. Entrevistas no estructuradas .....	80
3.3.3. Observación directa .....	80
CAPITULO IV .....	81
RESULTADOS .....	81
4.1. Recopilación de la información planialtimétrica de las instalaciones existentes en la planta compresora Soto. ....	81
4.2. Calcular el sistema de fundación para los motocompresores de 5 MMPCGD de la Planta Compresora Soto, aplicando los criterios de las normas PDVSA N° JA-252, PDVSA N° L-STC-003, Fondonorma 1753-2006 y ACI 318-14, mediante el uso del programa STAAD Foundatio Advanced V8i. ....	91
4.2.1. Metodología de cálculo .....	91
4.2.2. Descripción del equipo .....	92
4.2.3. Datos del suelo .....	93
4.2.4. Selección del tipo de fundación .....	94
4.2.5. Dimensionamiento de la fundación .....	95
4.2.6. Análisis estático .....	97

Cargas permanentes .....	102
Cargas de sismo .....	103
Requerimientos generales .....	103
Zona sísmica .....	103
Clasificación de riesgo .....	104
Terreno de fundación .....	104
Aceleración máxima del terreno .....	105
Momento de volcamiento del equipo debido a la excentricidad .....	107
Relación de estabilidad .....	110
Propiedades de la Fundación .....	110
Verificar los Esfuerzos en el Suelo .....	111
4.2.7. Análisis Dinámico .....	112
4.2.8. Diseño .....	116
Acero de refuerzo .....	118
4.2.9. Chequeo por corte .....	121
4.2.10. Modelado con SAFE .....	122
4.3. Efectuar el diseño hidráulico del sistema de recolección de aguas de lluvia y el de aguas contaminadas, bajo los criterios descritos en las normas PDVSA N° HE-251-PRT, la Gaceta Oficial 4044 y el MOP1967 .....	127
4.2.11. Gastos de Diseño. Procedimiento de Cálculo .....	128
Caudal de Diseño de las Aguas de Lluvia .....	128
4.2.12. Capacidad de la Tubería de Aguas Contaminadas .....	132
4.2.13. Diseño del canal/colector .....	132
Forma geométrica .....	132
Diseño de sección .....	133
Caudal de diseño .....	133
Profundidad crítica .....	133
Velocidad mínima de diseño .....	134
Perímetro mojado crítico .....	134

Radio hidráulico crítico .....	134
Pendiente crítica	135
Velocidad para pendiente mínima .....	135
Caudal de una sección.....	135
Capacidad de la Tanquilla Recolectora de Aguas Contaminadas ....	137
4.4. Realizar planos de ingeniería de detalle bajo los estándares de Petróleos de Venezuela S.A. (PDVSA), con la ayuda del programa comercial AutoCAD 2017.....	139
4.5. Preparar los análisis de precios unitarios y el presupuesto de obra, mediante el programa comercial Maprex.....	140
CAPITULO V.....	142
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	142
5.1. Conclusiones.....	142
5.2. Recomendaciones.....	144
BIBLIOGRAFÍA.....	146

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Coordenadas U.T.M. de la Planta Compresora Soto .....	32
Tabla 2. Escala de clasificación de riesgo y probabilidades anuales de excedencia de los movimientos del terreno ( $p1$ ) .....	46
Tabla 3. Forma espectral tipificada y Factor $\varphi$ .....	47
Tabla 4. Combinaciones de carga .....	50
Tabla 5. Coeficiente de escorrentía .....	66
Tabla 6. Coeficiente de rugosidad .....	72
Tabla 7. Coordenadas U.T.M Campo Soto.....	82
Tabla 8. Opción 1, ubicada al oeste de la Planta Compresora Soto.....	88
Tabla 9. Opción 2, ubicada al sur de la Planta Compresora Soto.....	89
Tabla 10. Características de los equipos .....	93
Tabla 11. Propiedades físicas de los materiales.....	94
Tabla 12. Parámetros Geotécnicos.....	94
Tabla 13. Dimensiones de la fundación.....	96
Tabla 14. Propiedades de la fundación.....	111
Tabla 15. Comparación de resultados de esfuerzos sobre el suelo.....	125
Tabla 16. Gasto de Agua de lluvia.....	131
Tabla 17. Gasto de Agua contra Incendio.....	131
Tabla 18. Características del Canal de Drenaje.....	136
Tabla 19. Elementos hidráulicos en la tubería.....	136
Tabla 20. Diseño de la tanquilla.....	137
Tabla 21. Dimensiones de la tanquilla .....	138

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Organigrama de la Empresa Mixta Petrolera Bielovenezolana S.A. .....	28
Figura 2. Organigrama del departamento de Infraestructura y Procesos de Superficie.....	29
Figura 3. Vista satelital del Campo Soto. ....	32
Figura 4. Mapa de Amenaza sísmica, valores de $a^*$ .....	48
Figura 5. Mapa de Amenaza sísmica, valores de $\gamma$ .....	49
Figura 6. Presiones sobre el terreno.....	53
Figura 7. Reacciones del suelo de acuerdo a la excentricidad de la carga... 54	
Figura 8. Esfuerzos en el suelo con aplicación de carga con excentricidad. 55	
Figura 9. Geometría del núcleo central en zapatas. ....	55
Figura 10. Fuerzas que influyen en el volteo y estabilización de la fundación. .....	57
Figura 11. Factor de amortiguamiento geométrico N.....	61
Figura 12. Cortante unidireccional en zapata.....	65
Figura 13. Curva Duración – Intensidad – Frecuencia.....	68
Figura 14. Esquema general de diseño. Tanquilla con sello.....	75
Figura 15. Ubicación relativa de la planta compresora Soto.....	82
Figura 16. Ubicación Geográfica Campos Soto, Mapiri y La Ceibita .....	83
Figura 17. Ubicación de tuberías y cercas existentes.....	84
Figura 18. Vista aérea Planta Compresora Soto.....	85
Figura 19. Ubicación de fosas existentes.....	86
Figura 20. Propuesta de Ubicación para los Motocompresores de 5MMPCGD.....	87
Figura 21. Área a implantar los equipos.....	90
Figura 22. Plano de demolición y área para motocompresores. ....	91

Figura 23. Motocompresor de 5MMPCGD .....	92
Figura 24. Dimensión preliminar de la altura de fundación .....	96
Figura 25. Motocompresor de 5MMPCGD .....	98
Figura 26. Dimensiones consideradas del equipo, corte "A – A" .....	99
Figura 17. Cargas aplicadas en la losa, corte "A – A" .....	100
Figura 28. Dimensiones consideradas del equipo, corte "B – B" .....	101
Figura 29. Dimensiones consideradas del equipo, corte "A – A" .....	101
Figura 30. Cargas aplicadas en la losa, corte "B – B" .....	102
Figura 31. Ubicación de la zona sísmica.....	104
Figura 32. Distribución de fuerzas corte B-B.....	108
Figura 33. Distribución de fuerzas corte A-A.....	109
Figura 34. Dimensiones en planta de la fundación. ....	110
Figura 35. Esquemático Fundación Bombas y/ó Compresores .....	117
Figura 36. Detalle acero de refuerzo, corte A .....	118
Figura 37. Detalle acero de refuerzo, corte B .....	119
Figura 38. Acero transversal. ....	120
Figura 39. Malla de acero 3/8" .....	120
Figura 40. Determinación de esfuerzo cortante .....	121
Figura 41. Modelado de la fundación en SAFE.....	123
Figura 42. Esfuerzos máximos permitido por el suelo .....	125
Figura 43. Verificación de corte por punzonamiento, D/C = 0,0226.....	126
Figura 44. Acero de refuerzo .....	126
Figura 45. Curva de intensidad, Duración y Frecuencia. Región III. ....	129
Figura 46. Tramos del canal de drenaje.....	130
Figura 47. Forma geométrica del canal/colector. ....	133
Figura 48. Detalle de canal de drenaje. ....	137
Figura 49. Tanquilla recolectora.....	138

## INTRODUCCIÓN

Dentro de la ingeniería civil aplicada a la industria, existe una parte importante que está relacionada con las fundaciones de maquinaria y equipos mecánicos. Particularmente petróleos de Venezuela S.A, utiliza equipos como: compresores, motores, turbinas, bombas, entre otros, los cuales aparte de su peso estático, están sujetos a fuerzas dinámicas que pueden llegar a ser importantes.

Los equipos estáticos por lo general pueden ser resueltos aplicando la ingeniería de fundaciones convencional, cumpliendo con los estados límite de falla y de servicio, para lo cual se necesita conocer las propiedades mecánicas del suelo de apoyo. Sin embargo, los equipos dinámicos, los cuales, aunado a su peso propio, generan fuerzas dinámicas producto de su operación, las cuales a su vez inducen esfuerzos y deformaciones (vibraciones) que pueden llegar a afectar el correcto funcionamiento de la máquina si no se hace un diseño adecuado de su fundación.

La finalidad del diseño dinámico de una fundación, es cumplir con los estados límite de servicio y de falla, dicho de otra manera, que las deformaciones y vibraciones del conjunto máquina-cimentación-suelo (en operación) cumpla con lo que marca la norma vigente y además que tenga la suficiente capacidad para resistir las fuerzas a las que estará sujeta en su vida útil (estáticas, sismo, viento, temperatura, etc.).

El objetivo de este trabajo, consiste en establecer un procedimiento de cálculo adecuado en lo que respecta a las obras civiles involucradas en la instalación de los equipos en la Planta Compresora Soto, para ello se plantea

un procedimiento de cálculo para resolver fundaciones sujetas a cargas dinámicas, basado en la analogía más simple representada por un sistema de un grado de libertad que consta de un elemento de masa, un resorte y un amortiguador.

Del mismo modo, se establecerá el diseño hidráulico para un sistema de drenaje de aguas contaminadas con hidrocarburos, con el fin de lograr el rápido desalojo de los derrames de líquidos que pueden ocurrir en el área de procesos. Por último, se realizará el presupuesto de la obra y los respectivos planos de ingeniería de detalle.

La investigación está estructurada de la siguiente manera:

Capítulo I, corresponde al planteamiento del problema, los objetivos (tanto el general como los específicos), el alcance y justificación de la investigación, las generalidades de la empresa mixta Bielovenzolana S.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 presenta toda la metodología empleada para sustentar y desarrollar en cuanto a nivel de diseño y técnicas metodológicas el trabajo de investigación. El Capítulo IV desarrolla los resultados según los objetivos del trabajo 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 empresa mixta Petrolera Bielovenzolana S.A, se encarga de la exploración, producción, refinación y comercialización nacional e internacional de crudo, gas natural y productos derivados del proceso de refinación de los hidrocarburos, asociado en los campos Guara Este, Ostra, Oritupano Norte, Soto, Mapiri y La Ceibita, los cuales comprenden un área total de 814 km<sup>2</sup>.

En este sentido, el Campo Soto, está conformado por dos estaciones de flujo (SEF-5 y SEF-10), una estación de descarga (SED-7) y una Planta Compresora. El Campo Mapiri, está conformado por dos estaciones de flujo (SEF-15 y SVEF) y una estación de descarga (ESV-PPL). Los campos mencionados se relacionan, debido a que la planta Compresora Soto se encarga de recibir el gas producido en los mismos.

La planta Compresora Soto, ubicada en el Campo Soto, está localizada a unos 25 km al Sureste de la ciudad de Anaco, edo. Anzoátegui, Venezuela, formando parte de los municipios Freites y Anaco, dentro de la cuenca Oriental de Venezuela, Subcuenca de Maturín, Área Mayor de Oficina; la cual posee una capacidad instalada para el manejo de 40 millones de pie cúbico de gas por día (MMPCGD) de gas natural a un nivel de presión de 60 PSI de succión y 1200 PSI nominal de descarga. La misma cuenta con 6 unidades motocompresoras, las cuales tienen una capacidad instalada de 8

MMPCGD (K-01, K-02, K-03, K-04) y 4 MMPCGD (K-05, K-06),  
respectivamente.

Debe señalarse, que actualmente del total de las unidades solo se encuentra operativa la unidad K-02, esta tiene una capacidad disponible de 8 MMPCGD y una capacidad operativa de 4 MMPCGD. Por esta razón, la planta Compresora Soto, no cuenta con la capacidad operacional para manejar la cantidad de gas producido en los campos mencionados (aproximadamente 18 MMPCGD), en consecuencia, el gas está siendo quemado, causando daños al medio ambiente, o en su defecto se están cerrando los pozos; trayendo como resultado diferidas de producción para la empresa.

Por lo antes expuesto, la Empresa Mixta Petrolera Bielovenzolana se ve en la necesidad de instalar dos (02) motocompresores de 5 MMPCGD a corto plazo, lo cual requiere la implantación de las facilidades necesarias en el proyecto, como lo es: losa de fundación para los equipos y el drenaje de aguas de lluvia y contaminadas, lo que permitirá impulsar el desarrollo del gas en los referidos campos y garantizar el manejo eficiente, seguro y confiable de los volúmenes de producción previstos en el Plan de Negocios de la empresa.

Para ejecutar el diseño y cálculo correspondiente en la presente investigación, fue necesario hacer visitas en el área operacional, donde se obtuvieron datos precisos del lugar, tomando en consideración las condiciones de carga, las características del suelo y las restricciones constructivas de la obra. De igual manera, se realizó el cálculo para las fundaciones de manera analítica y luego se utilizó el programa SAFE 2016 v16.0.0, 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 sean los adecuados.

Por consiguiente, se emplearon los requisitos establecidos por los manuales de ingeniería de diseño Petróleos de Venezuela S.A. (PDVSA) N° JA-252 Diseño de Fundaciones, PDVSA N° L-STC-003 Fundaciones de Compresores Reciprocantes, PDVSA N° HE-251-PRT Sistemas de Drenaje, Fondo para la Normalización y Certificación de Calidad (Fondonorma) 1753-2006, el Instituto Americano de Concreto (ACI) en Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-14), la Gaceta Oficial 4044, Ministerios de Sanidad y Asistencia Social y de Desarrollo Urbano, y el manual de drenaje del Ministerio de Obras Públicas (MOP) 1967.

En cuanto a la originalidad, es importante señalar que este no es el primer estudio realizado sobre el tema, ya que, en 2009, Ortega y Ortigoza evaluaron el comportamiento de fundaciones para equipos compresores o bombas centrífugas o reciprocantes. Así mismo, en 2013, Salazar describió la importancia de las condiciones de operación petrolera y seleccionó el tipo de fundaciones para equipos y estructuras presentes en una facilidad petrolera.

Dicho esto, es de suma importancia diseñar la facilidades civiles y la infraestructura necesaria para la instalación de los motocompresores en la Planta Compresora Soto, con la finalidad de manejar la capacidad de compresión de los volúmenes de gas producido actualmente en los Campos Soto y Mapiri, garantizando así el manejo eficiente, seguro y confiable de la producción, según lo establecido por el Plan de Crecimiento Volumétrico propuesto por la Empresa Mixta Petrolera Bielovenzolana, S.A.

Además, este proyecto podrá ser utilizado por la empresa Bielovenzolana, S.A, en otros proyectos, marcando el inicio de nuevos trabajos, tanto para la disciplina civil como para otras áreas de ingeniería. De

igual manera, servirá como referencia para futuros estudios de investigación que se realicen en la Universidad de Oriente y que se relacionen con el mismo. Así mismo, esta investigación representará un reto importante para el futuro profesional de la ingeniería civil en cuanto a la puesta en práctica de los conocimientos adquiridos durante su formación.

## **1.2. Objetivos**

### **1.2.1. Objetivo general**

Diseñar las facilidades civiles involucradas en la instalación de dos (2) motocompresores de 5 MMPCGD, en planta compresora Soto de Petrolera Bielovenzolana, S.A.

### **1.2.2. Objetivos específicos**

- ◆ Recopilar la información planialtimétrica de las instalaciones existentes en la planta compresora Soto.
- ◆ Calcular el sistema de fundación para los motocompresores de 5 MMPCGD de la Planta Compresora Soto, aplicando los criterios de las normas PDVSA N° JA-252, PDVSA N° L-STC-003, Fondonorma 1753-2006 y ACI 318-14, mediante el uso del programa SAFE 2016 v16.0.0.
- ◆ Efectuar el diseño hidráulico del sistema de recolección de aguas de lluvia y el de aguas contaminadas, bajo los criterios descritos en las normas PDVSA N° HE-251-PRT, la Gaceta Oficial 4044 y el MOP1967.
- ◆ Realizar planos de ingeniería de detalle bajo los estándares de Petróleos de Venezuela S.A. (PDVSA), con la ayuda del programa comercial AutoCAD 2017.
- ◆ Preparar los análisis de precios unitarios y el presupuesto de obra, mediante el programa comercial Maprex v. 1.7.7.9. 2.

### **1.3. Justificación**

La empresa mixta Petrolera Bielovenzolana S.A, con el fin de aumentar la producción en el Campo Soto, hace la propuesta de la implantación de las nuevas facilidades requeridas, lo que permitirá impulsar el desarrollo y manejo del gas en este campo; mediante el desarrollo de la ingeniería, adquisición de equipos y construcción de las instalaciones necesarias para realizar la compresión del gas que se produce en dicho campo.

Las fundaciones, el drenaje, estructuras y demás obras pertenecientes al área civil se tratan de una manera especial en el área operacional debido a que los equipos utilizados son especiales. Para el caso de las fundaciones de compresores que pueden ser estáticos o dinámicos, las obras civiles deben ser capaces de responder de la mejor manera ante las solicitudes.

El diseño de fundaciones para equipos estáticos o dinámicos requiere siempre el perfecto dominio de los códigos aplicables y del comportamiento de la fundación. Es por ello que este trabajo pretende dictar parámetros necesarios, establecer el modelo matemático acorde a las solicitudes y factores externos y establecer un método de cálculo eficiente.

### **1.4. Alcance**

El alcance de la investigación abarca la elaboración del diseño estructural de los elementos que comprenden las fundaciones y el sistema de drenaje, esto con el fin de proporcionar un soporte adecuado para los equipos y buen funcionamiento de los mismos, adicionalmente, se

presentaran los análisis de precios unitarios y la elaboración de los planos de ingeniería de detalle.

## **1.5. Generalidades de la empresa**

### **1.5.1. Antecedentes de la Empresa**

Petróleos de Venezuela (PDVSA), a través de su filial Corporación Venezolana de Petróleo (CVP), y la Empresa Estatal Única "Unión de Empresas Productoras Belorusneft", mediante Acuerdo emanado de la Asamblea Nacional en fecha 6 de diciembre de 2007, publicado en la Gaceta Oficial de la República Bolivariana de Venezuela N° 38.826 se aprobó la constitución de la empresa mixta Petrolera Bielovenzolana S.A. para las actividades primarias de la industria de crudos y gas natural asociado, operando los campos: Bloque X ubicado en el Lago de Maracaibo, estado Zulia y Guara Este ubicado en San Tomé, estado Anzoátegui.

En julio de 2009 se transfirió a la empresa mixta el derecho a explotar tres nuevos campos Campo Bloque II, Campo Ostra, Campo Oritupano Norte publicado en la Gaceta Oficial N° 39.178

En el marco de la Comisión Mixta Extraordinaria, en diciembre de 2009, las partes acordaron incorporar a la cartera de proyectos de esta Empresa Mixta, los Campos de Gas: Mapiri, Mapiri Central, Soto Este, Soto Norte y La Ceibita, ubicados en el Oriente del país.

El 22 de marzo del 2011, en Gaceta Oficial N° 39.639, se publica el Decreto de transferencia de los campos en el área de Zamaca Oeste (Mapiri, Mapiri Este, Mapiri Central, Soto Este, Soto Norte y la Ceibita), Bloque VIII (Centro), Bloque XII (Lagunillas).

En el año 2009 bajo Gaceta Oficial N° 39.208, Venezuela a través de PDVSA y la Empresa Estatal Única "Unión de Empresas Productoras Belorusneft", conforman en asociación de 60 % y 40 % respectivamente la Empresa Mixta Petrolera Bielovenzolana,

Se observa que desde su comienzo ha ido incrementando paulatinamente su plantilla de personal técnico especializado, con la incorporación de nuevos profesionales venezolanos, los cuales sumados a la alta experiencia de los cuadros de la organización permiten la elaboración de los planes de desarrollo, la identificación de los prospectos de yacimientos para la explotación, el manejo eficiente de la producción, el incremento en los índices de la seguridad del personal, el embate inmediato contra las eventos ambientales adversos, y con la imagen proactiva, dinámica y eficiente de la empresa.

### **1.5.2. Visión**

Ser una empresa energética venezolana, líder en exploración y producción de hidrocarburos, reconocida a nivel nacional e internacional por el talento de su gente, su capacidad para innovar, aplicación de nuevas tecnologías, calidad de sus procesos, productos y servicios, para satisfacer los requisitos específicos de sus clientes, superando sus expectativas, y promoviendo el crecimiento endógeno, en armonía con el ambiente.

### **1.5.3. Misión**

Explorar y producir hidrocarburos, mediante el empleo de tecnología de vanguardia y la aplicación de las mejores prácticas de calidad, seguridad industrial, higiene ocupacional y de preservación del ambiente, en alianza con los socios, los entes gubernamentales y demás filiales de PDVSA, para asegurar el desarrollo sustentable de las comunidades y la nación.

#### **1.5.4. Objetivos De La Institución**

El objetivo principal de la empresa Petrolera Bielovenzolana S.A, radica en la integración de actividades de exploración, producción, refinación y comercialización nacional e internacional de crudo, gas natural y productos derivados del proceso de refinación de los hidrocarburos. Luego años de actividades, la empresa se ha constituido en una corporación de primera línea en el ámbito nacional e internacional, ocupa una posición relevante entre las empresas del mundo por sus niveles de producción, reservas, capacidad instalada de refinación y ventas.

Entre los Objetivos Estratégicos de la industria petrolera, resaltan:

- ◆ Valorizar nuestro recurso natural de hidrocarburos en beneficio de la Nación.
- ◆ Contribuir al posicionamiento geopolítico del país en el ámbito internacional.
- ◆ Ser un instrumento para el desarrollo endógeno del país.

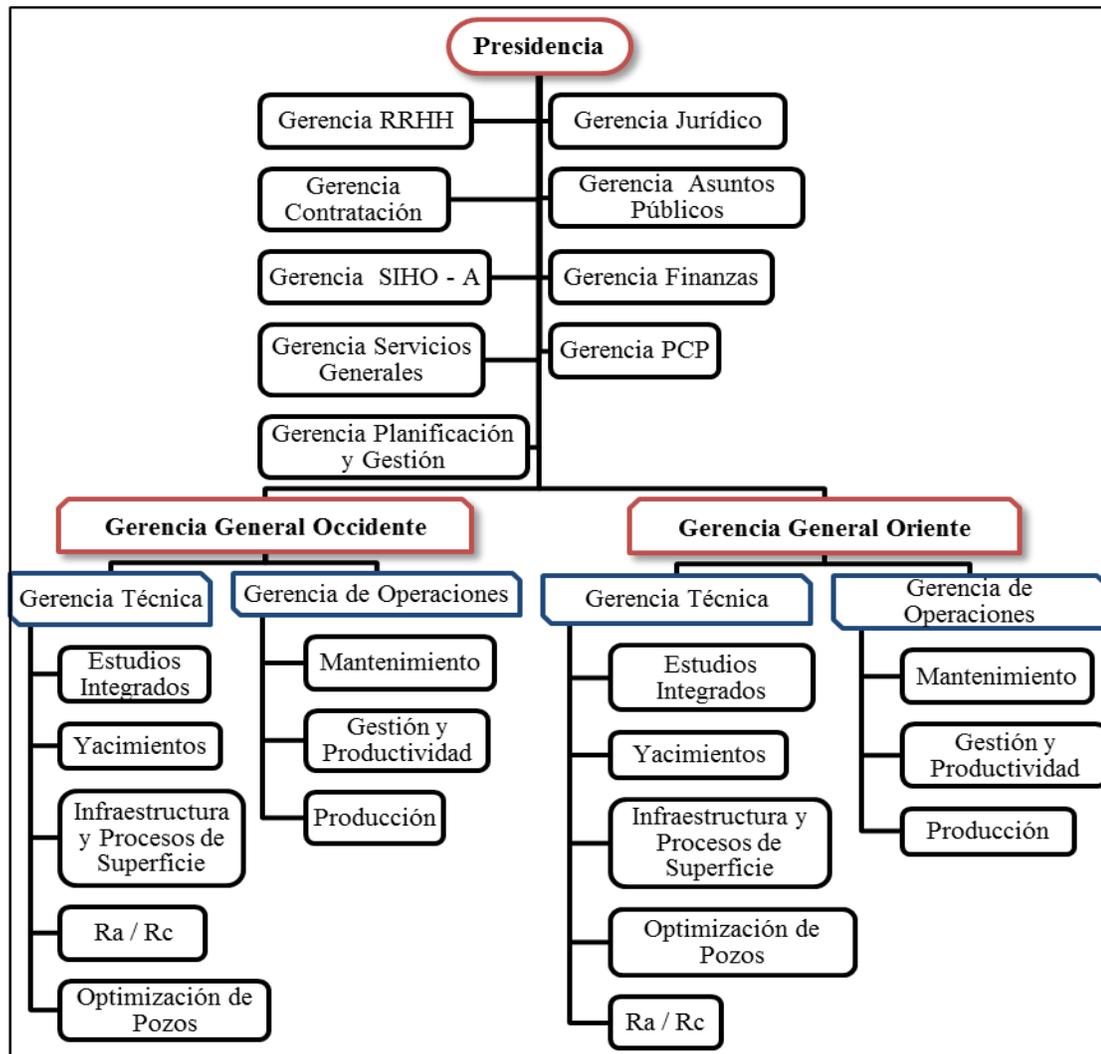


Figura 1. Organigrama de la Empresa Mixta Petrolera Bielovenzolana S.A.

Fuente: Memoria descriptiva Empresas mixtas liviano / mediano. (febrero 2012).

### 1.5.5. Departamento de Infraestructura y Procesos de Superficie

La Superintendencia de Infraestructura y Procesos de Superficie es uno de los departamentos que pertenecen a la Gerencia Técnica de la empresa Petrolera Bielovenzolana S.A., Región Oriente. Este departamento se encarga de Coordinar y Dirigir la visualización y desarrollo de la Ingeniería Conceptual, Básica y de Detalles de Proyectos de Infraestructura de

superficie y los procesos que soportan el potencial de producción a corto, mediano y largo plazo de la empresa, apoyo y validación de los procesos de contratación, así como supervisar y controlar la procura, Implantación y Construcción de dichos proyectos mediante la asignación de recursos humanos adecuados y suficientes, la utilización de herramientas de planificación e ingeniería y la conformación y dirección de equipos de trabajo a fin de asegurar los objetivos de producción, en concordancia con el Plan de Negocios de la Empresa.

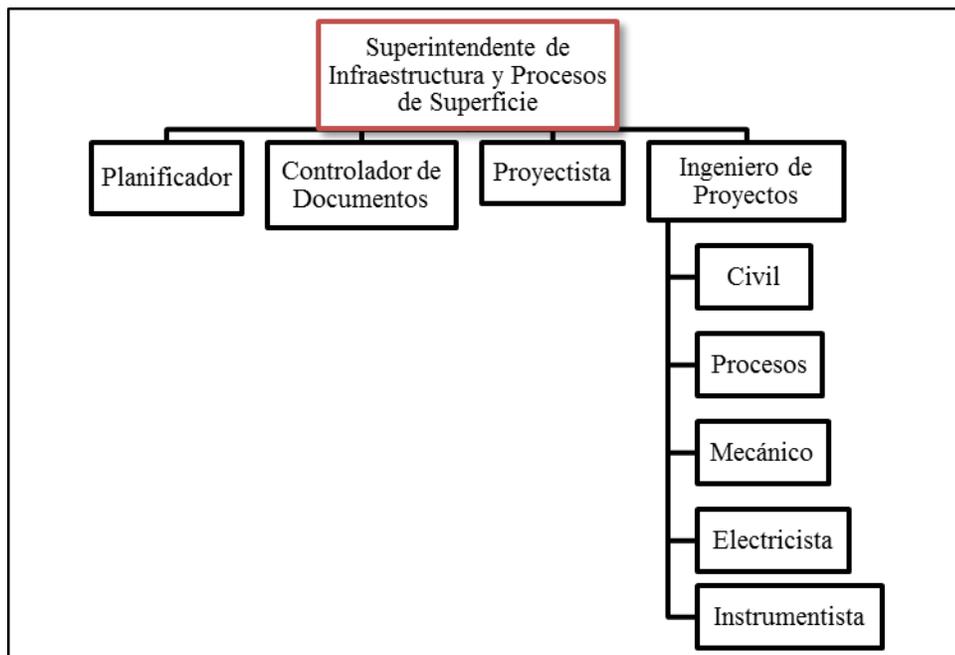


Figura 2. Organigrama del departamento de Infraestructura y Procesos de Superficie

Fuente: Memoria descriptiva Empresas mixtas liviano / mediano. (febrero 2012).

#### 1.5.6. Funciones principales del Departamento

- ◆ Desarrollo y/o revisión de Visualización, Ingeniería Conceptual, Básica, Detalles.
- ◆ Evaluar condiciones y emitir los permisos de trabajos (A.R.T, frío/caliente). Inspección y supervisión de obras. Redacción de los

documentos correspondientes al cierre administrativo de cada contrato.

- ◆ Mantener bajo control la ejecución de contratos de Construcción mediante la medición periódica de la obra, pago de valuaciones y cierres administrativos, observando las leyes y disposiciones vigentes, a fin de cumplir compromisos y prevenir desviaciones.
- ◆ Evaluar y Determinar los requerimientos adicionales de infraestructura de la empresa en función al potencial de producción contemplado en el plan de negocios (PDN).
- ◆ Planificar y Controlar las actividades inherentes al desarrollo de Ingenierías Conceptual, Básica y Detalles y Asistencias Técnicas de los proyectos realizados con esfuerzo propio.
- ◆ Indicar el estatus de los proyectos, localizaciones, gestión de la Superintendencia.
- ◆ Indicar el avance financiero y físico, planificado y real, de los proyectos. Cronograma de ejecución.
- ◆ Creación de Solped. Liberación de Solped. Seguimiento del Proceso. Análisis Técnico.
- ◆ Participar en la elaboración y formulación del presupuesto de inversiones de la empresa.
- ◆ Apoyar en la gestión de las actividades asociadas al adiestramiento del personal.
- ◆ Garantizar una óptima Distribución del Presupuesto de Inversiones y Gastos de la Superintendencia.
- ◆ Coordinar los Aspectos Técnicos, Administrativos y Financieros de los Proyectos asignados, hasta su total conclusión, incluyendo las Fases de Pre-arranque y arranque. Estos aspectos cubren todos los requerimientos relacionados con Contratación, Finanzas, Aspecto

Legal, Procura de Materiales, Planificación y Control de Ejecución mediante la Administración efectiva de los recursos disponibles.

- ♦ Coordinar los recursos técnicos para a revisión y actualización de normas, especificaciones, guías de diseño, procedimientos y prácticas de trabajo, en las áreas de ingeniería bajo su responsabilidad, con el fin de implantarlos en la ejecución de los proyectos asignados.
- ♦ Revisar y Aprobar las ofertas técnico económico para el Desarrollo de los Proyectos por Empresas Consultoras.
- ♦ Coordinar y Dirigir el Desarrollo de las Visualizaciones, Ingenierías Conceptuales, Básica, de Detalles y Asistencias Técnicas de la infraestructura requerida a corto, mediano y largo plazo en la empresa.
- ♦ Garantizar la Adquisición de las Competencias Técnicas y Genéricas requeridas por el personal de la Superintendencia.
- ♦ Apoyar en el levantamiento de información de la infraestructura de la Empresa Mixta para el Desarrollo de los Proyectos.
- ♦ Elaborar y Digitalizar planos (DTI, DFP, canalizaciones, ubicación de equipos, clasificación de áreas peligrosas, detalles, y vista planta) de la infraestructura asociada a los proyectos que se desarrollen en la Superintendencia.

#### **1.5.7. Descripción del sitio de estudio**

Los campos Soto Este, Soto Norte, se ubican a unos 25 Km al Sureste de la ciudad de Anaco, Estado Anzoátegui, Venezuela, formando parte de los Municipios Freites y Anaco, dentro de la cuenca Oriental de Venezuela, Subcuenca de Maturín, Área Mayor de Oficina. Las coordenadas U.T.M se presentan en la Tabla 1, y se muestran en la figura 3. El proyecto contempla el diseño de la infraestructura necesaria para manejar el gas producido proveniente del campo Soto.

Tabla 1. Coordenadas U.T.M. de la Planta Compresora Soto

COORDENADAS U.T.M.		
Pto.	Norte	Este
01	1.019.403	355.777

Fuente: Información Suministrada por Cliente en Plano Topográfico



Figura 3. Vista satelital del Campo Soto.

Fuente: Autor.

## **CAPITULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **2.1. Antecedentes.**

Salazar (2013), describe temas no relacionados directamente con la ingeniería civil, los cuales son de suma importancia al momento de realizar un proyecto, es decir, expone la importancia de conocer el funcionamiento de los equipos y estructuras presentes en una facilidad de producción petrolera y así tener una idea del proceso al momento de elegir el tipo de cimentación y los parámetros para su diseño. Finalmente, como aporte, este trabajo cita puntualmente los pasos a seguir previos al cálculo de cimentaciones de equipo estático y vibratorio y pequeñas consideraciones que servirán de apoyo para el desarrollo del proyecto.

De igual manera, Carvajal (2010), aplica el método de diseño “LOAD REDUCTION, FACTOR DESIGN” (LRFD) contemplado en la Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN) 1618-1998, con el objetivo de instalar una nave industrial y diseñar una estructura y fundaciones capaces de satisfacer los requerimientos de las solicitaciones de carga, proporcionar un buen servicio y resguardo en las áreas de producción, además utilizó el programa SAP2000 para establecer el modelo matemático y a su vez aplicar el mismo para el diseño estructural. En este sentido, se evidencia la importancia del uso de programas de diseño, además, permite predecir y evaluar el comportamiento de una edificación sometida a diversas cargas, simplificando las labores de diseño de una estructura.

Por otro lado, Ortega y Ortigoza (2009), para realizar la automatización del cálculo de fundaciones sometidas a vibraciones inducidas por motores acoplados a compresores o bombas centrifugas y reciprocantes, emplearon el programa Microsoft Excel, donde elaboraron una hoja de cálculo, con la finalidad de agilizar el procedimiento, reducir los errores y tiempo de dicho proceso de cálculo notablemente. Para verificar el nivel de confiabilidad de la hoja de cálculo, se compararon resultados obtenidos de forma manual con los obtenidos automáticamente, en los que se comprobó la similitud de ambos. En la investigación se presenta el procedimiento de cálculo y análisis dinámico de fundaciones sometidas a vibraciones, lo cual será de gran utilidad al momento de desarrollar la presente investigación.

Por su parte, PDVSA (1983), Manual de Ingeniería de Diseño, Venezuela, recopila la información, ecuaciones y procedimientos referentes a todas las ramas de ingeniería, permitiendo así emitir diseños más rápidos, precisos y acordes al cumplimiento de las normas venezolanas relacionadas con el tema en estudio. Es por ello, que el aporte de este manual, se basa en los procedimientos lógicos para el cálculo de las fundaciones y sistemas de drenaje, así como los criterios de diseño y todos los aspectos que deben ser tomados en cuenta.

## **2.2. Bases teóricas referenciales**

### **2.2.1. Fundaciones**

Salazar (2013), establece que, una fundación es la encargada de la transmisión de cargas de la estructura, maquinaria o equipo que este soportando, al suelo. Teniendo en cuenta que el principio de diseño de una fundación no varía, se deben hacer ciertas consideraciones especiales en los parámetros usados para fundar equipo industrial, específicamente elementos presentes en las facilidades petroleras. La diferencia principal radica en que

los equipos transmiten no solo carga estática como cualquier edificación, sino que además se suman las cargas dinámicas provenientes del funcionamiento mismo de la máquina. Ahora bien, no todos los equipos o estructuras industriales transmiten cargas dinámicas, pero también tienen un tratamiento especial debido a las grandes cargas estáticas que traspasan a la fundación.

Es por tanto que el análisis de una fundación para equipo industrial, presenta un grado mayor de dificultad, ya que se debe combinar correctamente los criterios de la ingeniería estructural, geotecnia y el análisis de las vibraciones; además del dominio de la normativa y su aplicación oportuna.

#### **2.2.1.1. Dimensionamiento**

La fundación para un compresor consiste de un pedestal de concreto y una zapata. Las dimensiones mínimas del pedestal son dadas usualmente por el fabricante del compresor; sin embargo, en caso de que esta información no esté disponible, el pedestal deberá sobresalir un mínimo de 38 mm (1-1/2") con respecto a la base del compresor y deberá cumplir con la distancia requerida entre los pernos de anclaje y el borde del pedestal, adicionalmente de la distancia necesaria para realizar mantenimiento.

El ancho de la zapata o la dimensión perpendicular al eje del compresor, será como mínimo 1-1/2 veces la distancia medida desde el eje del compresor al fondo de la fundación. La longitud de la zapata o dimensión paralela al eje, será aproximadamente de 610 mm (2') mayor que la longitud del pedestal.

El espesor de la zapata será el adecuado para garantizar una fundación rígida. Para cumplir con este requisito, el espesor mínimo de la zapata será

igual a dos tercios de la distancia entre el borde del pedestal y el borde de la zapata y nunca menor que 457 mm (1'-6"). En la mayoría de los casos, el compresor y el motor se colocan en un pedestal común. En caso de que se usen pedestales separados, puede ser necesario incrementar el espesor de la zapata para asegurar una rigidez adecuada entre ambos pedestales.

La fundación deberá proporcionar suficiente espacio para el conjunto turbina-trenes de compresión, generalmente montados sobre un patín, el cual deberá separarse del borde de la fundación 5cm. El tope de la fundación (incluido el mortero de nivelación de espesor 25mm) debe ser de 300mm como mínimo, por encima del punto más alto del piso acabado.

Cuando se instalen dos o más maquinarias a poca separación entre ellas, como en el caso típico de un edificio para compresores, los pedestales de concreto en los compresores podrán apoyarse en una placa común. En este caso, se asumirá un ancho y largo efectivo de la zapata para cada compresor a fin de determinar el espesor adecuado de la placa de apoyo y así realizar el análisis dinámico.

Por lo demás, una vez decidido el tipo de fundación que se va a utilizar, (tomando en cuenta los criterios que se van a presentar más adelante); el procedimiento general de dimensionamiento es:

- ◆ Establecer dimensiones preliminares de acuerdo al equipo, distancia entre anclajes, limitaciones de espacio y datos del estudio de suelos.
- ◆ Hacer un cálculo de los esfuerzos con las cargas de servicio.
- ◆ Comparar el esfuerzo actuante calculado con el esfuerzo admisible del suelo, conjuntamente verificar la estabilidad al volteo y deslizamiento.

- ♦ Además, chequear que los asentamientos estén dentro de los admisibles,
- ♦ Verificar con esto, las dimensiones de la fundación y corregirlas si fuera necesario.

El breve procedimiento anterior es aplicable como un prediseño en cualquier tipo de fundación, siempre y cuando se esté consciente de las cargas que se utiliza para el cálculo preliminar de esfuerzos. Al tratarse de una fundación para equipo dinámico, existen ciertos parámetros que pueden ser considerados al iniciar el diseño, los mismos que se basan generalmente en la experiencia; a continuación, se citan algunos de estos parámetros:

- ♦ Se debe procurar que la altura de desplante se encuentre sobre el nivel freático, o sobre estratos de suelo no sensibles a vibraciones.
- ♦ Se debe dimensionar el bloque tal que la la relación masa de la fundación versus masa del equipo sea mas o menos 3:1, en el caso de maquinaria centrífuga; para maquinaria recíprocante la relación de masas deberá ser 5:1.
- ♦ Se determina las dimensiones en planta y se deberá procurar un área libre desde el borde de la máquina hasta el borde del bloque (aproximadamente 30 cm) para mantenimiento.
- ♦ Se deberá tratar de que el centro de gravedad de la máquina coincida con el centro de gravedad de la fundación. El centro de gravedad combinado, debe tratar de coincidir con el centro de resistencia del suelo. De no ser esto posible, se deberá procurar que la excentricidad, en cada dirección principal, entre el centro de masa del sistema fundación/máquina y el centro de área de contacto de la fundación, debe exceder el 5% de la dimensión correspondiente de la fundación.

- ♦ En grandes maquinas reciprocantes, la parte “enterrada” de la fundación podrá incrementarse de un 50%-80% de la altura total del bloque, con el fin de incrementar el confinamiento lateral y las fuerzas de amortiguamiento para todos los modos de vibración.
- ♦ Se debe tener cuidado con evitar la resonancia, es decir verificar que la frecuencia natural del bloque de cimentación este alejada de la frecuencia de operación de la máquina.

#### **2.2.1.2. Diseño**

Una vez establecida el tipo de fundación a ser usada, definidas también las dimensiones apropiadas, se debe realizar el análisis de esfuerzos completo. Se consideran aquí las cargas a las que será sometida la fundación y sus correspondientes combinaciones y factores de mayoración. Mas adelante se detalla dichas cargas y las distintas combinaciones aplicables en el caso de equipo y maquinaria para instalaciones industriales.

#### **2.2.1.3. Condiciones de diseño**

El establecer correctamente las cargas previo al diseño de las fundaciones es lo que dará la pauta para saber si se va o no a considerar todas las condiciones críticas a las que van a estar sometidas las mismas. La diferenciación de las cargas a aplicarse dependerá del tipo de equipo a instalar.

#### **2.2.1.4. Métodos de diseños**

##### **2.2.1.4.1. Método de los estados límites**

En la norma venezolana COVENIN (2002), se define el estado límite como la situación más allá de la cual una estructura, miembro o componente estructural queda inútil para su uso previsto, sea por su falla resistente, deformaciones, vibraciones excesivas, inestabilidad, deterioro, colapso o

cualquier otra causa. Para mantener suficientemente pequeña la probabilidad de alcanzar un estado límite, el criterio de diseño establecido en las normas debe asegurar que la demanda representada por las solicitaciones multiplicadas por sus correspondientes factores de mayoración no exceda las capacidades o resistencias teóricas minoradas.

En función de que cualquier tipo de estructura permanezca en perfectas condiciones durante su vida útil, se considerará diseñarla a través del método de los estados límites. Actualmente es uno de los métodos más utilizados sobre todo porque la función primordial es la de proyectar la estructura de tal manera que alcance situaciones límite, sin que la misma quede fuera de servicio.

En este sentido, 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. COVENIN (2006).

#### **2.2.1.5. Cálculo de acciones**

De acuerdo a lo establecido en la norma PDVSA (2001) A-261, define los tipos de cargas o acciones que son aplicadas en el diseño de estructuras, cada una de las acciones que se desee calcular dependerá de: su naturaleza, de manera directa como una fuerza aplicada a la estructura (el empuje del viento) o de manera indirecta, como cualquier acción que se impone a la estructura ocasionando una fuerza (sismo). También puede presentarse acciones cuya clasificación depende de su variación en el

tiempo como lo son: las acciones permanentes, variables, accidentales o extraordinarias. Cada una de esas acciones será calculada según la norma que se seleccione, el diseño que se quiera realizar y las combinaciones que se requieran de acuerdo a lo establecido en la presente investigación.

En el diseño de una fundación es preciso conocer el tipo, la dirección y la magnitud de cada carga actuante. Los criterios y normas específicos se tomarán de la norma técnica PDVSA (2001) A-261 y la norma venezolana COVEN (2002). Los tipos de cargas son los siguientes:

- ♦ Cargas Axiales: Aquéllas que actúan perpendiculares al plano de la sección.
- ♦ Fuerzas de Corte: Las que actúan paralelas al plano de la sección (los cuales pueden expresarse en función de sus componentes:  $F_x$ ,  $F_y$ ,  $F_z$ ).
- ♦ Momentos Flectores: Expresados también en términos de sus dos componentes perpendiculares ( $M_x$  y  $M_y$ ).
- ♦ Cargas de Torsión: Las cuales generalmente no son de significación y usualmente son ignoradas en la mayoría de los diseños de fundaciones.

Cada uno de estos tipos de carga incluye componentes de cargas: permanentes, variables, accidentales y de operación que pueden variar en magnitud y dirección durante la vida de la estructura.

#### **2.2.1.6. Cargas verticales**

De acuerdo a los requisitos establecidos por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE), en Cargas de Viento en la Petroquímica y otras Instalaciones Industriales. (ASCE 11), se establece que las cargas para las instalaciones industriales 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. 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.
- ♦ Carga muerta en montaje “*Erection dead load*” ( $D_f$ ): Es el peso muerto del recipiente, excluyendo el peso de las partes internas y externas no conectadas al equipo antes del montaje.
- ♦ 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.
- ♦ 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.
- ♦ 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 diseño para carga muerta en prueba es generalmente deseable porque pueden producirse circunstancias imprevistas.

### **2.2.1.7. Cargas horizontales**

#### **2.2.1.7.1. Acciones de viento**

Según COVENIN (2003), estas cargas dependen de la ubicación de la estructura, de su altura, del área expuesta y de la posición. Las cargas de viento se manifiestan como presiones y succiones. El cálculo de estas presiones es de acuerdo a las características de la estructura. En general no

se especifican normas de diseño para el efecto de huracanes o tornados, debido a que se considera incosteable el diseño contra estos efectos; sin embargo, se sabe que el detallado cuidadoso del refuerzo, y la unión de refuerzos en los sistemas de piso con muros mejora notablemente su comportamiento.

El viento es una sollicitación importante a considerarse en las estructuras. En el caso de facilidades petroleras, los separadores, torres de chimeneas, bombas, etc. Están expuestos, por lo que pueden ser sensibles a fuerzas. Los ingenieros mecánicos consideran esta carga en el diseño de los equipos. En el caso de estructuras también se debe tener en cuenta. La fundación obviamente no estará expuesta al viento directamente, pero al tratarse de fuerzas horizontales, el viento influye directamente en la estabilidad a volteo y deslizamiento, por lo que en ciertos casos puede definir las dimensiones y la configuración de la fundación.

Los reportes de ACI dedicados a fundaciones para equipo estático y fundaciones para equipo dinámico, señalan que las cargas debidas a viento aplicadas sobre la superficie de la máquina, equipo auxiliar y sobre la fundación se basan en la velocidad de la ráfaga registrada para cada lugar específico donde se realice el diseño. Se recomienda además el uso del código ASCE 7-2010 para la determinación de las presiones de viento. A pesar que la mayoría de sistemas estructurales que involucran fundaciones de máquinas, separadores horizontales, separadores verticales bajos; son considerados rígidos (frecuencia natural en dirección lateral mayor a 1 Hz) por lo que se puede simplificar los procedimientos de cálculo.

Debido a que el objeto de estudio es el cálculo de las fundaciones, y que como requisito principal es que el fabricante del equipo haya previsto el

cálculo de las fuerzas de viento que actúan sobre el mismo; se expone brevemente el método de cálculo de las presiones de viento para fundaciones de equipo basado en el ASCE 7-2010.

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 la ecuación 2, 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 ( $I$ ).

$$q_z = 0,61 K_z K_{zt} K_d V^2 I \quad (\text{Ec.2})$$

La complejidad que presenta los métodos propuestos por el ASCE 7-2010, son muchas veces injustificados cuando se diseña fundaciones para

equipos rígidos, para lo cual es solo necesaria la selección de un “factor de importancia”, que ajusta la velocidad básica del viento para un intervalo de recurrencia; y la determinación de la “presión de velocidad”, la cual es función de la exposición de la estructura y de la altura sobre el nivel terminado.

El factor de ráfaga ajusta la presión media de velocidad al valor máximo dado por la exposición y altura. El coeficiente “Cf” justamente dependerá de la geometría de la estructura y del área de la misma que este expuesta al viento, además de la orientación relativa al flujo de la corriente y según se define en el ASCE es el valor usado para otras estructuras dentro de los cuales se incluyen estos equipos.

#### **2.2.1.7.2. Acciones de sismo**

Igualmente, Carvajal (2010), indica que estas cargas inducidas en las estructuras están en relación a su masa y elevación a partir del suelo, así como de las aceleraciones del terreno y de la capacidad de la estructura para disipar energía. Estas cargas se pueden determinar cómo fuerzas estáticas horizontales aplicadas a las masas de la estructura, aunque en ocasiones debido a la altura de los edificios o esbeltez se hace necesario un análisis dinámico para determinar las fuerzas máximas a que estará sometida la estructura.

De acuerdo a las especificaciones de la norma PDVSA (2014) JA-221, este tipo de acción se realiza básicamente en función de las características dinámicas de la estructura y de las características del sismo, de acuerdo a su intensidad y magnitud. Para el cálculo y análisis sísmico, se siguen diversos requerimientos según lo establecido en sus requisitos y considerando los criterios de normativa venezolana COVENIN-MINDUR (1756) “Edificaciones Sismorresistentes”

### 2.2.1.7.2.1. Aceleración horizontal máxima del terreno

A efectos de cuantificar cualquier acción sísmica, ambas normas consideran mapas de amenaza sísmica, para el cálculo de valores característicos que se debe conocer ante un sismo, como lo es la aceleración horizontal máxima del terreno ( $a_{m\acute{a}x}$ ) la cual se define según la ubicación del suelo en estudio y el periodo de vida de la estructura, conjuntamente con el valor de la probabilidad anual de excedencia ( $p1$ ). Las ecuaciones deducidas para su cálculo según la norma PDVSA (2014) JA-221 “Diseño Sismorresistente de instalaciones industriales” son las siguientes:

$$a_{m\acute{a}x} = a^* - \ln 1 - p1^{-1} \gamma \quad (\text{Ec.3})$$

Dónde:

$a_{m\acute{a}x}$  = Aceleración horizontal máxima del terreno (cm/s<sup>2</sup>).

$p1$  = Probabilidad anual de excedencia.

$a^*$  = Aceleración característica de la amenaza sísmica en cada localidad (cm/s<sup>2</sup>).

$\gamma$  = Valor característico de la amenaza sísmica en cada localidad.

### 2.2.1.7.2.2. Clasificación de riesgos

Para obtener el valor de  $p1$  se tiene que considerar los valores presentados en la tabla 2, los cuales se definen según previo estudio a consecuencia de posible acción sísmica. Estos datos sirven de base para analizar posteriormente las ondas sísmicas en el terreno y evaluar el comportamiento que podría causar en la estructura, con el propósito de evitar ante cualquier circunstancia el colapso de la misma.

Tabla 2. Escala de clasificación de riesgo y probabilidades anuales de excedencia de los movimientos del terreno ( $p_1$ )

Grado de Riesgo	CONSECUENCIAS EN TÉRMINOS DE				P1 (10-3)
	Número de personas expuestas	Pérdidas económicas Materiales	Lucro Cesante	Impacto Ambiental	
A	Pocas (<10)	Limitado a la instalación	Despreciable	Poco o nulo	$\leq 2$
B	Importante (11 a 100)	La instalación y alguna vecina	Significativo Entre 1,5 y 75 MMUS\$	Recuperación $\leq 3$ años	$\leq 1$
C	Elevado número de personas (100 a 500)	La instalación y numerosas vecinas	Entre 75 y 400 MMUS\$	Recuperación 3 a 10 años	$\leq 0,5$
D	>500 personas	De naturaleza catastrófica	>400 MMUS\$	Irreversible	$\leq 0,1$

Fuente: Norma PDVSA JA-221 (2014)

### 2.2.1.7.2.3. Terrenos de fundación

Estas especificaciones consideran cuatro formas espectrales tipificadas (S1 a S4) y un factor de corrección para el coeficiente de aceleración horizontal ( $\varphi$ ), los cuales dependen de las características del perfil geotécnico del terreno de fundación. La forma espectral y el factor  $\varphi$  se seleccionarán considerando la Tabla 3.

Tabla 3. Forma espectral tipificada y Factor  $\varphi$ 

Material	Vsp (m/s)	H (m)	Forma espectral	$\varphi$
Roca sana / fracturada	>700	Cualquiera	S1	0,85
Roca blanda o moderadamente meteorizada	>400	$\leq 50$	S1	0,90
		> 50	S2	0,95
Suelos muy duros o muy densos	>400	< 30	S1	0,90
		30 – 50	S2	0,95
		> 50	S3	1,00
Suelos duros o densos	250-400	< 15	S1	0,90
		15 – 50	S2	0,95
		50 – 70	S3 (b)	1,00
		> 70	S4	1,00
Suelos firmes / medio densos	170-250	$\leq 50$	S2 (c)	1,00
		> 50	S3 (b)	1,00
Suelos blandos / sueltos	<170	$\leq 15$	S2 (c)	1,00
		> 15	S3(b)	1,00
Estratos blandos intercalados con otros suelos más rígidos (a)	<170	< H1	S2	1,00
		> H1	S3	0,90

Fuente: Norma PDVSA JA-221 (2014)

Otro de los valores primordiales que fueron utilizados para obtener la aceleración máxima del terreno son:  $a^*$  conocida como la aceleración característica de la amenaza sísmica expresada en  $m/s^2$  y el valor de  $Y$ , el cual representa el valor característico de la amenaza sísmica, ambos de acuerdo a la localidad en estudio. El valor de ambos depende de los siguientes mapas de amenazas sísmicas designados por la norma PDVSA (2014).

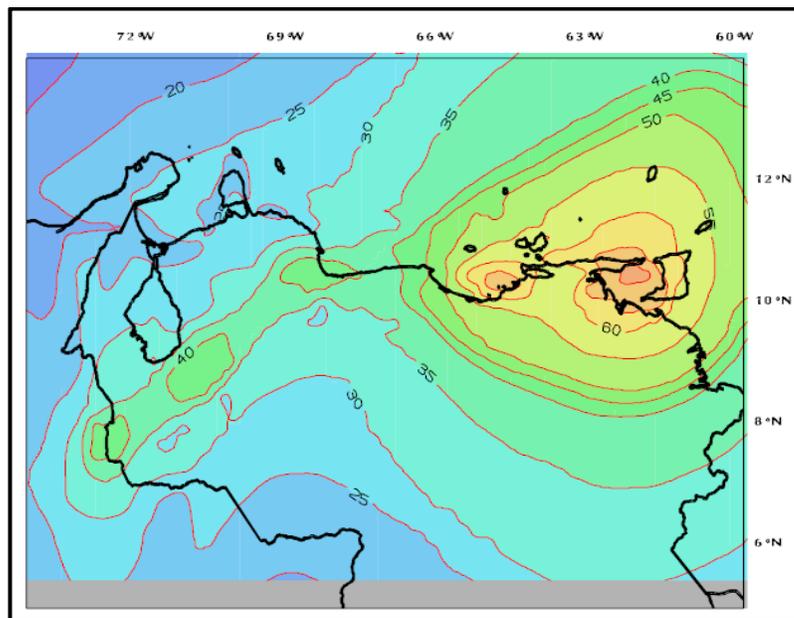


Figura 4. Mapa de Amenaza sísmica, valores de  $a^*$

Fuente: Norma PDVSA JA-221 (2014)

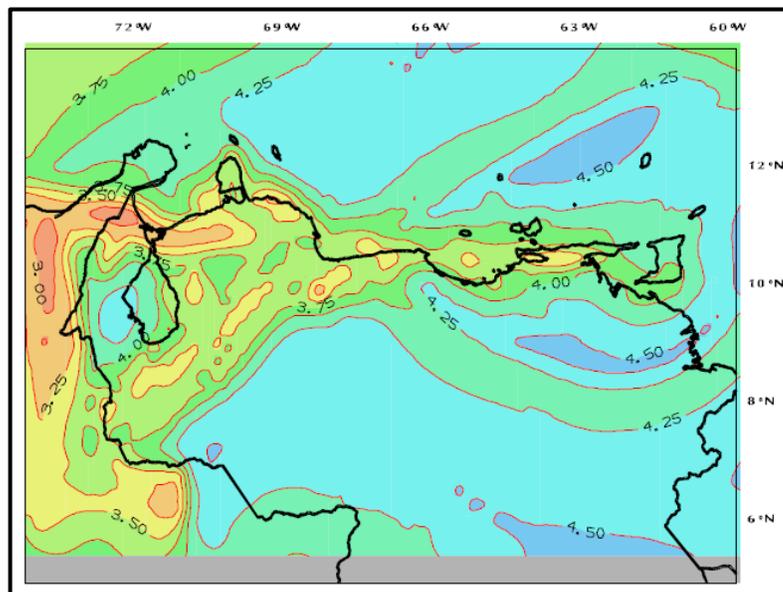


Figura 5. Mapa de Amenaza sísmica, valores de  $\gamma$   
 Fuente: Norma PDVSA JA-221 (2014)

Así como la aceleración del terreno y la probabilidad de excedencia hay otros valores que deben ser considerados ante una acción sísmica como lo son la velocidad de las ondas sísmicas y el tipo de suelo. Una vez obtenidos los datos base para el análisis, es necesario conocer cuál sería la respuesta de la estructura ante un movimiento telúrico y los daños estructurales que puede sufrir. Para conocer la respuesta de la estructura, se calcula el coeficiente de aceleración máxima del terreno ( $A_0$ ), expresada como fracción de la aceleración ( $a_{m\acute{a}x}$ ) determinada por la ecuación 3 dividida por la aceleración de gravedad ( $g$ ), es adimensional.

$$A_0 = \frac{a_{m\acute{a}x}}{g} \quad (\text{Ec.4})$$

Cabe destacar que cada una de las ecuaciones presentadas en este capítulo varía según la norma con la que se esté diseñando y requerimientos que se le den al proyectista, los procedimientos serían relativamente similares ya que cada normativa establece sus consideraciones. En el presente trabajo de investigación, el cálculo de la acción sísmica depende primordialmente de las normas PDVSA y el método de análisis sísmico que se seleccione será en base a criterios que determina la misma.

#### **2.2.1.8. Combinaciones de carga**

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 "*Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*" (ASCE 7-05), en la tabla 1 se muestran dichas combinaciones en

estado límite de servicio y último, las cuales son las generadas automáticamente por el programa SAFE 2016, el mismo que será utilizado para comparar los resultados del procedimiento realizado manualmente.

Donde se indica, que  $D$  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,  $Lr$  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 4. Combinaciones de carga

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

---


$$U = 0.6D_o + 0.7E \quad U = 0.9D_f + W$$

$$U = D_f + W$$

$$U = 0.6D_t + W$$


---

Fuente: ASCE (2005)

Finalmente, para obtener las fuerzas generadas por la acción del sismo, se calculan los momentos en la base, los cuales dependerán de su fuerza aplicada en estado de servicio en función de sus componentes (x, y, z). Para la componente en estado ultimo ( $F_{XU}$ ) se considera la fuerza aplicada en el centro de masas, según especificaciones de la norma PDVSA (2014), las expresiones para su cálculo son las siguientes:

Fuerza Sísmica (Estado Último):

$$F_{XU} = A_0(W_{EQUI}) \quad (\text{Ec.5})$$

Fuerza Sísmica (Estado de Servicio):

$$F_x = 0,80(F_{XU}) \quad (\text{Ec.6})$$

$$F_y = 0,30(F_x) \quad (\text{Ec.7})$$

$$F_z = \frac{2}{3}(F_x) \quad (\text{Ec.8})$$

Momentos Flectores: Expresados también en términos de sus dos componentes perpendiculares ( $M_x$  y  $M_y$ ),

$$M_y = F_x H_{CG} + H_F \quad (\text{Ec.9})$$

$$M_x = F_y H_{CG} + H_F \quad (\text{Ec.10})$$

Usualmente, la determinación de las cargas de diseño de las fundaciones se realiza como parte del análisis y diseño de la superestructura, no obstante, con frecuencia se presenta el caso en que es necesario adelantar el diseño preliminar de las fundaciones antes de estar completo el

diseño de la superestructura. En consecuencia, será necesario, en esos casos, calcular con mayor precisión las magnitudes y distribuciones de las cargas muertas una vez que se conozcan las características reales de la estructura.

#### **2.2.1.9. Presión sobre el Suelo**

Las fundaciones de los equipos rotativos son dimensionadas principalmente con el objeto de minimizar las amplitudes de vibración. Considerando que estas fundaciones tienden a tener dimensiones mayores que las requeridas para soportar los pesos del equipo, las presiones resultantes sobre el suelo son usualmente bajas; sin embargo, se puede tomar como una regla práctica de diseño que la presión del subsuelo no exceda del 5 por ciento de la presión estática permisible, de manera de obtener una zapata que satisfaga económicamente, el análisis dinámico, es decir, la excentricidad entre el centroide de masas del equipo y el de la fundación no deberá ser mayor que el 5% de las dimensiones de la fundación.

La distribución de tensiones del terreno sobre la base de una fundación (que interesa para comprobar que no se supera la tensión admisible de éste y para calcular los esfuerzos en la fundación), depende fundamentalmente del tipo de suelo y de la rigidez de la zapata. (Ver figura 6).

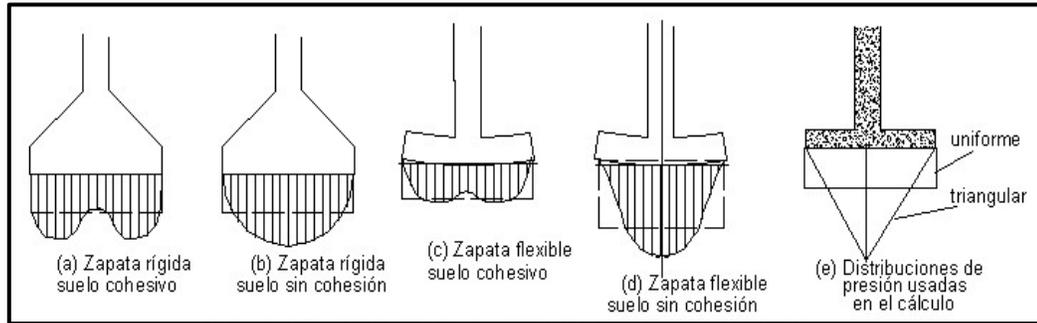


Figura 6. Presiones sobre el terreno.

Fuente: Garza (2000).

En el caso de la zapata rígida, figuras (a) y (b), con carga centrada, la distribución de tensiones no puede ser uniforme, ya que en los bordes de la misma habría un salto y la ley de distribución sería discontinua. Para suelos cohesivos (arcillas), la ley es la representada en la figura (a); para suelos sin cohesión (arenas), como en la figura (b), mayor en el centro que cerca de los bordes, debido a que el suelo situado debajo de los mismos resiste menos puesto que puede fluir lateralmente. En el caso de zapata flexible, las tensiones en las proximidades de los bordes disminuyen en ambos tipos de suelos, debido a la deformación de la zapata, y aumentan las tensiones en el centro.

#### 2.2.1.10. Verificar los Esfuerzos en el Suelo.

Debido a la presencia del sismo, esto genera momentos que serán también resistidos por el suelo de fundación, por lo tanto, los esfuerzos generados por los momentos serán variables de la manera como se muestra en la Figura 7. La excentricidad,  $e$ , que se observa es ocasionada por la presencia del momento generado por el sismo; su valor, considerando el análisis en ambas direcciones principales (ver Figura 8) es igual a:

$$M_{veX} = W_{EQUI} * e \quad (\text{Ec.11})$$

Donde:

$W_{\text{EQUI}}$ , es el peso del equipo, expresado en kg.

$e$ , es la excentricidad generada por el equipo.

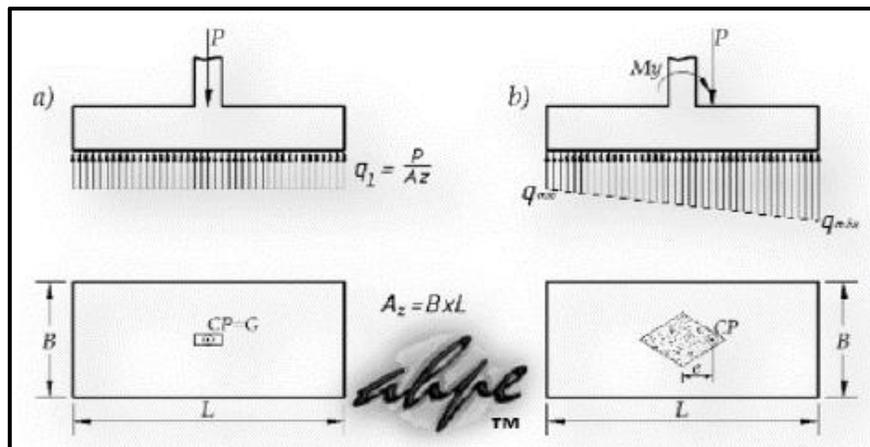


Figura 7. Reacciones del suelo de acuerdo a la excentricidad de la carga.

Fuente: Manual de diseño Alex Palomino (2015).

Mientras la excentricidad se mantenga dentro del área del centro geométrico de la zapata, los esfuerzos en el suelo en cada dirección de análisis serán como se muestra en la figura 7, esto es, que todos los esfuerzos en el suelo serán de compresión. La geometría en planta del centro geométrico se muestra en la figura 9.

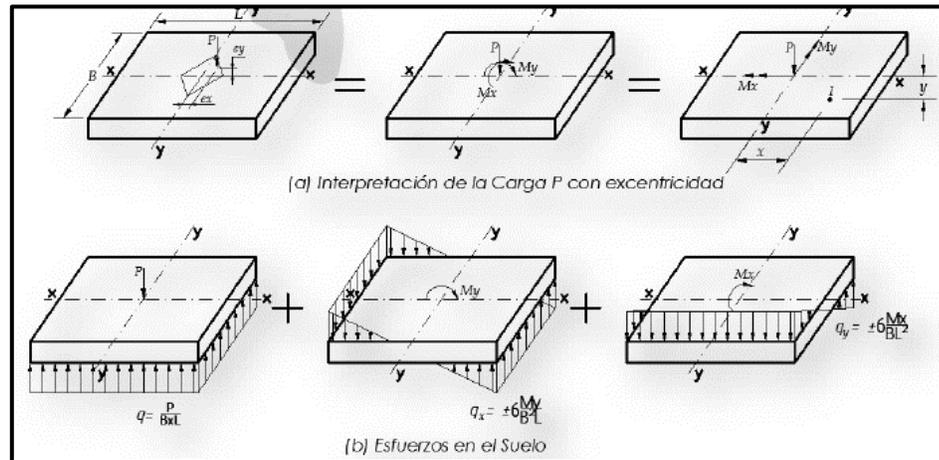


Figura 8. Esfuerzos en el suelo con aplicación de carga con excentricidad.

Fuente: Manual de diseño Alex Palomino (2015).



Figura 9. Geometría del núcleo central en zapatas.

Fuente: Manual de diseño Alex Palomino (2015).

Los bloques de fundación de concreto se diseñarán de tal manera que el esfuerzo transmitido no sea mayor de 0,75 veces del esfuerzo admisible del suelo.

$$R_{s_{adm}} = 0,75 * R_s \quad (\text{Ec. 12})$$

Los esfuerzos admisibles del suelo se determinarán mediante la ecuación 13 para cargas permanentes, donde se relaciona el peso total de la

fundación y el área de la misma y se deberá verificar que el resultado no supere el valor de la resistencia admisible del suelo.

$$RS_{\text{máx}} = \frac{W_T}{A} \leq RS_{\text{adm}} \quad (\text{Ec.13})$$

Del mismo modo, se determinará el esfuerzo bruto máximo y mínimo del suelo considerando las cargas permanentes y cargas sísmicas aplicadas en el mismo, se calculará de acuerdo a la ecuación 14, tal como se indica en la figura 8, los cuales deben ser menores que los admisibles del suelo o terreno de fundación:

$$RS_{\text{máx}} = \frac{W_T - F_z}{A} \pm \frac{M_x}{S_x} \pm \frac{M_y}{S_y} \leq 1,33 * RS_{\text{adm}} \quad (\text{Ec.14})$$

#### **2.2.1.11. Factor de seguridad al volteo**

Vásquez (2000), indica que el volcamiento se presenta cuando se transmiten momentos a la cimentación, lo que sucede en la mayoría de los casos ya que las cargas axiales van acompañadas de una excentricidad, además de las fuerzas horizontales que tratan de voltear la estructura y, por ende, esforzaran a la fundación. Para verificar la estabilidad de la fundación al volcamiento se trabajarán con las cargas actuantes de servicio.

Se calcula dividiendo el momento estabilizador para el momento de volteo actuante, el peso propio de la fundación y el peso del relleno, de existir, son las variables más importantes que deben contrarrestar el efecto, por lo que es necesario el chequeo de este factor al momento de dimensionar la fundación. Se considera el valor de 1,5 un factor aceptable para que la fundación se mantenga estable ante el volteo. En otras palabras, se define el factor de seguridad de volcamiento, como la relación del

momento resistente al momento del volcamiento, tomado en una arista de la base de la fundación.

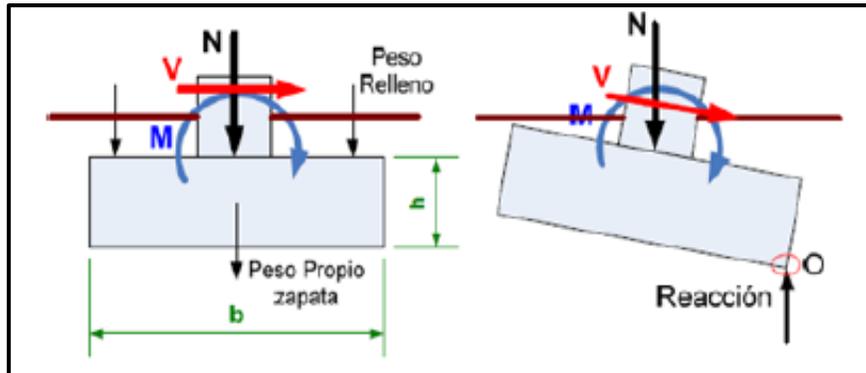


Figura 10. Fuerzas que influyen en el volteo y estabilización de la fundación.

Fuente: Garza (2000).

En la figura 10 se esquematiza las fuerzas actuantes para el cálculo del factor de seguridad al volteo, el cual se resume en:

$$S_R = \frac{M_{RES}}{M_{TV}} > F.S \quad (\text{Ec.15})$$

No se tomará en cuenta la resistencia pasiva del suelo en las verificaciones de estabilidad, pero si puede considerarse el peso del relleno que gravita sobre la fundación. Para cálculos de estabilidad con cargas últimas, las fuerzas resistentes se mayoran como carga permanente (muerta) o variable (viva) según el caso. En el caso de fundaciones directas, el área de contacto de la fundación con el suelo no será menor del 75% del área total de ésta en ninguna situación.

### 2.2.1.12. Análisis dinámico

Con objeto de analizar una fundación sometida a vibraciones, el manual de ingeniería fundaciones de compresores Reciprocantes PDVSA (1991) L–STC–003, establece la analogía más simple representada por un sistema de un grado de libertad que consta de un elemento de masa, un resorte y un amortiguador. Conociendo la masa, la constante de resorte y la relación de amortiguamiento, la respuesta del sistema puede determinarse para cualquier tipo de sollicitación dinámica. Aunque este es un sistema relativamente simple de analizar, el problema principal radica en la determinación de valores confiables para estos parámetros: masa, constante de resorte y relación de amortiguamiento.

Para el análisis dinámico de la fundación primeramente se debe determinar el radio equivalente ( $r_o$ ) de la fundación, las ecuaciones a continuación relacionan una fundación equivalente de base circular de radio  $r_o$ , con una rectangular de dimensiones base ( $B$ ) por largo ( $L$ ).

Para Traslación:

$$r_o = \frac{BL}{\pi} \quad (16)$$

(Ec.16)

Para Balanceo:

$$r_o = \frac{BL^3}{3\pi} \quad (17)$$

(Ec.17)

Para Torsión:

$$r_o = BL \frac{B^2+L^2}{6\pi} \quad (18)$$

(Ec.18)

Donde:

$r_o$ : Radio equivalente, es adimensional

$B$ : Base del equipo (m)

$L$ : Largo del equipo (m)

Una vez determinado el radio equivalente de la fundación, se procede a determinar las relaciones de masas tanto horizontales como verticales, tomando en cuenta que el amortiguamiento geométrico representa la pérdida de energía mediante propagación de las ondas elásticas desde el área circundante a la fundación hacia afuera. Para fundaciones rígidas circulares apoyadas en un semi-espacio elástico, se han obtenido ecuaciones para el cálculo de la relación de amortiguamiento ( $D$ ). Utilizando las ecuaciones 16, 17 y 18, se puede convertir una base rectangular de dimensiones  $B \times L$ , en una base circular equivalente de radio  $r_o$ ; y utilizar las siguientes ecuaciones para determinar los valores de la relación de amortiguamiento  $D$ .

Relación de Masa o Inercia

Vertical

$$B_z = \frac{1-\nu}{4} \frac{W_t}{\gamma r_o^3} \quad (\text{Ec.19})$$

Horizontal

$$B_x = \frac{7-8\nu}{32} \frac{W_t}{1-\nu} \frac{1}{\gamma r_o^3} \quad (\text{Ec.20})$$

Donde:

$B_z$ -  $B_x$ : Relación de masa Inercia, es adimensional.

$W_t$ : Carga total actuante sobre la fundación, incluyendo el peso propio del elemento de concreto en kg.

$\nu$ : Módulo de Poisson del concreto

$\gamma$ : Peso unitario del suelo en  $\text{kg/m}^3$ .

Con estas relaciones se procede a calcular la amortización geométrica del sistema, tal como se presenta a continuación:

Vertical

$$D_z = \frac{0,425}{B_z^1 2} \quad (\text{Ec.21})$$

Horizontal

$$D_x = \frac{0,288}{B_x^1 2} \quad (\text{Ec.22})$$

Donde:

$D_z$ -  $D_x$ : Amortización geométrica

$B_z$ -  $B_x$ : Relación de masa Inercia

Determinando la relación Largo/Ancho de la fundación se obtiene de la figura 11, los factores de amortiguamiento geométrico tanto vertical ( $\beta_z$ ), como horizontal ( $\beta_x$ ), para el sistema.

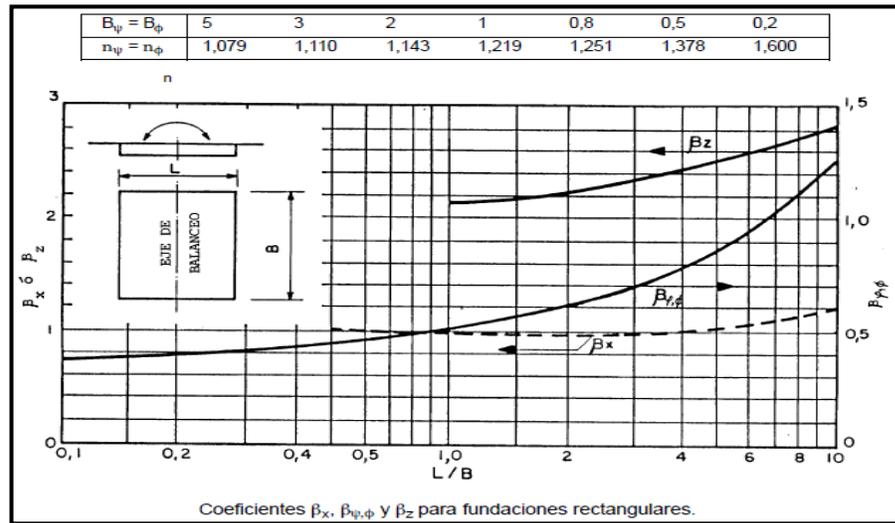


Figura 11. Factor de amortiguamiento geométrico N.

Fuente: PDVSA 90615.1002 (2015)

Obtenidos estos factores, se procederá al cálculo de los factores de embutimiento para las constantes del resorte ( $N$ ), tal y como se muestran en las siguientes ecuaciones:

Vertical:

$$N_z = 1 + 0,61(1 - \nu) \frac{h}{r_o}$$

(Ec.23)

Horizontal:

$$N_x = 1 + 0,55(2 - \nu) \frac{h}{r_o}$$

(Ec.24)

Donde:

$N_z$ - $N_x$ : Factor de embutimiento para las constantes de resorte

$h$ : Altura del equipo en m

$\nu$ : Módulo de Poisson del concreto

$r_o$ : Radio equivalente.

Las constantes del resorte equivalente ( $K$ ), tanto horizontal como vertical se obtienen de:

Vertical:

$$K_z = \frac{G}{1-\nu} \beta_z \overline{Largo * Ancho} * N_z$$

(Ec.25)

Horizontal:

$$K_x = 2(1 + \nu) \beta_x G \overline{Largo * Ancho} * N_x$$

Ec.26)

Donde:

$K_z$ -  $K_x$ : Constantes del resorte equivalente.

$G$ : Módulo de Corte del Terreno en  $\text{kg/cm}^2$ .

$\beta_z$  –  $\beta_x$ : factores de amortiguamiento geométrico.

$N_z$ - $N_x$ : Factor de embutimiento para las constantes de resorte.

Una vez obtenidos  $K_z$  y  $K_x$  se determinan las frecuencias naturales ( $f_n$ ) del sistema, tal como se muestra a continuación:

Para Traslación:

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{m}}$$

(Ec.27)

Para Torsión y Balanceo:

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{m}}$$

(Ec.28)

Donde:

$f_n$ : es la frecuencia natural del sistema.

K : es la constante del resorte equivalente

m: Masa del equipo

El factor de magnificación dinámica se determina con la siguiente ecuación, para dirección horizontal y vertical:

$$M = \frac{1}{\sqrt{1 - \left(\frac{F}{F_n}\right)^2 + 2D \left(\frac{F}{F_n}\right)^2}}$$

(Ec.29)

Donde:

M: Factor de magnificación dinámica.

F: Frecuencia de operación del equipo en revolución por minuto (rpm).

$f_n$ : Frecuencia natural del sistema

D: Amortización geométrica.

Para la verificación de la resonancia en un sistema no amortiguado, si la frecuencia natural coincide con la frecuencia de operación, la amplitud teórica es infinita. Cuando existe amortiguamiento, la amplitud de vibración es finita, pero puede ser excesiva y por tanto inaceptable. De manera de evitar esta zona de altas amplitudes (resonancia), la relación de frecuencias frecuencia de operación contra frecuencia natural  $\frac{F}{F_n}$  deberá estar

preferiblemente fuera del rango de valores de amortiguamiento entre 0,7 y 1,4, a fin de evitar que esta consideración sea crítica. Se debe cumplir que:

$$\frac{F}{F_{nz}} \leq 0,70 \quad \text{ó} \quad \frac{F}{F_{nz}} \geq 1,40$$

(Ec.30)

$$\frac{F}{F_{nx}} \leq 0,70 \quad \text{ó} \quad \frac{F}{F_{nx}} \geq 1,40$$

(Ec.31)

Donde:

F: Frecuencia de operación del equipo en revolución por minuto (rpm)

$F_{nz}$ -  $F_{nx}$ : Frecuencia natural del sistema

### 2.2.1.13. Chequeo por corte

La verificación de la resistencia al corte según Vásquez (2000), se refiere al efecto en el comportamiento de la zapata como elemento viga, con una sección crítica que se extiende en un plano a través del ancho total y está localizada a una distancia  $d$  de la cara de la columna, pedestal o muro si son de concreto, situado sobre la estructura analizada, tal como se muestra en siguiente figura:

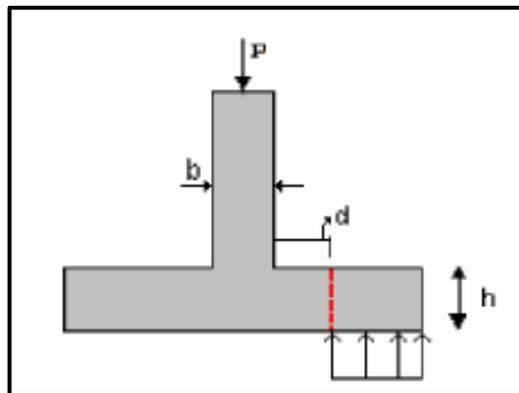


Figura 12. Cortante unidireccional en zapata.

Fuente: Vásquez (2000).

Con el fin de conocer el corte crítico en la sección se calcula la resistencia teórica al corte, designada según ecuaciones de la norma COVENIN (2006), donde se hace relación para su diseño los miembros solicitados por las fuerzas cortantes, siendo  $V_c$  resistencia teórica al corte y  $V_u$ , la fuerza cortante mayorada. Ambas deben cumplir con la condición que se señala a continuación:

$$V_c < V_u \quad (\text{Ec.32})$$

### **2.2.2. Sistema de drenaje**

De acuerdo a las Especificaciones de Ingeniería establecidas en el Manual de Ingeniería de PDVSA (1995) HE-251-PRT “Sistemas de Drenaje”, indica que, el proceso de tratamiento de los efluentes líquidos de la instalación, requiere la segregación de estos desde su fuente de origen. A tal fin, las corrientes líquidas se separarán en diferentes sistemas de drenaje.

#### **2.2.2.1. Sistema de Drenaje de Aguas no Contaminadas con Hidrocarburos.**

Considerando lo anterior, se establece que a este sistema irán las aguas de lluvia y contra incendio provenientes de áreas normalmente contaminadas con hidrocarburos, así como los derrames producidos en áreas donde se manejen este tipo de productos. Estos efluentes serán conducidos por sistemas de canales abiertos hasta tanquillas con toma de vacuum o hasta la fosa, en cada área de procesos.

### 2.2.2.2. Procedimiento de Cálculo

Igualmente, se deberán tomar en cuenta los parámetros básicos para el diseño de un sistema de drenaje subterráneo o de canal abierto, son la ubicación de equipos en la instalación y la tasa de flujo. El trazado del sistema de drenaje, se derivará de la topografía del terreno y del arreglo total de la instalación y se desarrollará considerando la ubicación individual de los equipos en las diversas áreas. El caudal de las corrientes que irán a través de los canales y tuberías, deberá establecerse para la condición más desfavorable.

### 2.2.2.3. Gastos de Diseño Agua de Lluvia (QLL)

El caudal de aguas de lluvia se calculará en función de la intensidad de lluvia para un período de retorno mínimo de 10 años de acuerdo al Manual de Drenaje del Ministerio de Obras Públicas (M.O.P. 1967). El gasto de diseño (Q) para el evento de lluvia se estimará según el Método Racional para áreas menores de 20 ha y tiempo de concentración menores de ½ hr:

$$Q = C * I * A$$

(Ec.33)

Donde:

C: Coeficiente de escorrentía dependiendo del tipo de terreno.

I: Intensidad de lluvia (Lps/a)

A: Área (ha)

Tabla 5. Coeficiente de escorrentía

Área	Coeficiente de escorrentía, C
Áreas pavimentadas de asfalto o concreto	1,00 (MOP, sugiere 0,95)
Áreas con piedras sueltas y grama	0,40 (MOP, sugiere 0,30)

Superficies de arcilla u otras no pavimentadas 0,50

---

Fuente: Manual de Drenaje MOP (1967).

El valor de la intensidad, (I), se obtendrá utilizando las curvas de Intensidad-Frecuencia-Duración, Figura III-1, Región III, del Manual de Drenaje MOP (1967). (Ver figura 13).



El tiempo de viaje:

$$T_{c_t} = T_{c_s} + T_v$$

(Ec.34)

Donde:

$T_{c_t}$ : Tiempo de concentración total (min)

$T_{c_s}$ : Tiempo de concentración superficial (min)

$T_v$ : Tiempo de viaje (min).

#### 2.2.2.4. Agua Contra Incendio (QCI)

El gasto proveniente del evento contra incendio será estimado según las Normas PDVSA (1999) IR-M-03 “Sistema de agua contra incendio”, sección 6.2 y PDVSA (1995), sección 7.8 y 7.11. Para determinar los caudales de Diseño, en áreas de Proceso y Servicios, el caudal a usar en los sistemas de drenaje, será el valor más alto determinado según las siguientes combinaciones:

- ♦ Agua de Lluvia más agua de proceso.
- ♦ Agua contra incendio más agua de proceso.
- ♦ El agua contra incendio se incluirá de la siguiente manera:

El caudal del agua contra incendio a drenar, será el 60% del valor calculado según la sección 6.2 PDVSA (1999) IR-M-03, donde se indican las siguientes Tasas Mínimas de aplicación:

- |                             |                           |
|-----------------------------|---------------------------|
| ♦ Estaciones de Bombas:     | 0,50 gpm/pie <sup>2</sup> |
| ♦ Separadores de efluentes: | 0,10 gpm/pie <sup>2</sup> |
| ♦ Torres de Enfriamiento:   | 0,10 gpm/pie <sup>2</sup> |

- ◆ Plantas se servicio, generación y distribución eléctrica: varía entre 0,1 gpm/pie<sup>2</sup> (para la protección contra exposición de incendios adyacentes) y 0,25 gpm/pie<sup>2</sup> (para incendio de tableros, transformadores e interruptores eléctricos).
- ◆ Plantas compresoras de gas en tierra firme: 0,25 gpm/pie<sup>2</sup>
- ◆ Por cada tubería sub-lateral: el flujo proveniente de cada sumidero.
- ◆ Por cada tubería lateral: el flujo acumulado de los sumideros que drenen a través de ella.
- ◆ A través de la tubería principal de drenaje, el flujo acumulado en tuberías laterales que drenen a través de ella.

#### **2.2.2.5. Aguas de Procesos (QP)**

Para el agua en las áreas de proceso se establecen las condiciones estimadas según la Norma PDVSA (1995), sección 6 y 7, entre ellas se encuentran:

- ◆ En áreas de proceso, la distancia máxima de desplazamiento al aire libre de un líquido hacia un sumidero, deberá ser la mínima posible, y en ningún caso mayor de 15m.
- ◆ Cada sumidero deberá estar situado en el punto más bajo de su área individual de drenaje.
- ◆ El piso de un área de proceso deberá tener una pendiente tal que garantice el escurrimiento rápido del agua superficial hacia los sumideros, mínimo 1%, como consideración igual a la pendiente del piso del canal abierto.
- ◆ Las edificaciones y unidades de proceso, deberán estar elevadas por encima del punto más alto de la vialidad, para evitar inundaciones tanto de agua de lluvia como de derrames de productos.

- ♦ Los interceptores de aceite, trampas y sumideros deben estar a una distancia mayor a 9,0m de vías de acceso, salas de control, compresores de hidrógeno.
- ♦ Las unidades de proceso deberán subdividirse en áreas individuales de drenaje, con superficie máxima de 280 m<sup>2</sup> en zonas pavimentadas y 465 m<sup>2</sup> en zonas no pavimentadas. En el caso de áreas no pavimentadas, cada área individual de drenaje, deberá tener una superficie máxima de 465m<sup>2</sup>.
- ♦ La tasa de flujo del agua de proceso se determinará estrictamente en base a consideraciones de proceso.
- ♦ Las tuberías sub-laterales deberán dimensionarse en base a 1900 l/min (114 m<sup>3</sup>/h) partiendo de cada sumidero. El diámetro interno nominal no será menor de 150 mm (Ø6”), excepto en líneas sanitarias fuera de las especificaciones, las cuales deberán ser mínimo 200 mm ((Ø8”) como mínimo.

#### **2.2.2.6. Capacidad de la Tubería de Aguas Contaminadas**

- ♦ Las dimensiones del canal, se establecerán conforme a los cálculos hidráulicos correspondientes. En lo posible, la profundidad será mayor que el ancho.
- ♦ El canal abierto deberá vaciarse monolíticamente, junto con el sumidero en el cual desemboque. En el caso de uniones del relleno de la base de un tanque con un canal abierto, éstas deberán ser impermeables.
- ♦ El piso del canal abierto, deberá tener una pendiente mínima del 1% hacia el sumidero.

La capacidad a sección plena se establecerá por la ecuación de Manning:

$$Q_{cap} = \frac{1}{n} \times Rh^{2/3} \times S^{1/2} \times A$$

(Ec.35)

Donde:

- $Q_{cap}$ : Caudal a sección plena
- $n$ : Coeficiente de Manning
- $Rh$ : Radio hidráulico
- $A$ : Área de la sección
- $P$ : Perímetro mojado
- $S$ : Pendiente de fondo

Los valores recomendados del coeficiente de rugosidad “ $\eta$ ” de la Fórmula de Manning, son:

Tabla 6. Coeficiente de rugosidad

Tubos de concreto	15” a 30”	$\eta = 0,013$
	16” a 48”	$\eta = 0,012$
Tubos de metal corrugado		$\eta = 0,024$
En cunetas revestidas:		$\eta = 0,016$

Fuente: Manual de Drenaje MOP (1967).

- ♦ La capacidad de los colectores se calculará por la ecuación de Manning para un tirante de agua máximo del 70% del diámetro de la tubería y mínimo de 5 cm. PDVSA (1995).
- ♦ La velocidad mínima será de 0,61 m/s y la máxima 2,1 m/s. PDVSA (1995).

Para el cálculo de los elementos hidráulicos en los conductos cerrados y canales, se empleará la fórmula de Manning y la ecuación de continuidad, para ello se realizará el cálculo del caudal transportado por un colector de una sección, definido por las siguientes ecuaciones:

$$Q_c = V_d A_c \quad (\text{Ec.36})$$

$$A_c = \pi \frac{\phi^2}{4} \quad (\text{Ec.37})$$

$$V_c = \frac{R_c^{2/3} S_{min}^{1/2}}{\eta} \quad (\text{Ec.38})$$

$$R_c = \frac{A_m}{P_m} \quad (\text{Ec.39})$$

$$S_c = \frac{\eta Q_d}{A_c R_c^{2/3}} \quad (\text{Ec.40})$$

### 2.2.2.7. Ecuaciones básicas para flujo en canales

Debido a la necesidad de mantener el flujo en régimen subcrítico para evitar resaltos la altura de agua debe ser superior a la profundidad crítica, la cual para canales de sección rectangular se define así:

$$y_c = \sqrt[3]{\alpha \frac{q^2}{g}} \quad (\text{Ec.41})$$

Donde:

$y_c$ : Profundidad crítica expresada en (m)

$q$  : el gasto por unidad de ancho en  $m^3/s/m$

$\alpha$  = Coeficiente de Coriolis (igual a 1 para flujo uniforme)

$g$  = Aceleración de la gravedad expresada en  $(m/seg^2)$

$Q_d$  = Caudal que transita por la sección expresada en  $(m^3/seg)$

$b$  = ancho de canal expresada en (m)

El gasto por unidad de longitud se define como:

$$q = \frac{Q_d}{b} \quad (\text{Ec.42})$$

### 2.2.2.8. Componentes de un Sistema de Drenaje

#### 2.2.2.8.1. Sello Hidráulico

Es un dispositivo para aislar las diversas partes de un sistema de drenaje de aguas contaminadas con hidrocarburos, con el fin de evitar el movimiento de vapores inflamables. Consiste en un elemento de control utilizado para obstruir el fuego que pueda propagarse a través del drenaje, a las zonas propensas a los incendios.

Estos se diseñarán de acuerdo a lo establecido en la norma PDVSA (1995). Se colocará:

- ◆ Donde las tuberías principales o laterales de drenajes, provenientes de áreas de tanques de almacenamiento, unidades individuales de proceso, plantas integradas o equipos ubicados fuera de áreas de proceso, se conecten con la tubería principal.
- ◆ Entre unidades de proceso.
- ◆ En la última tanquilla conectada a una tubería principal de drenaje, antes de entrar al separador.
- ◆ En la descarga de cada sumidero.

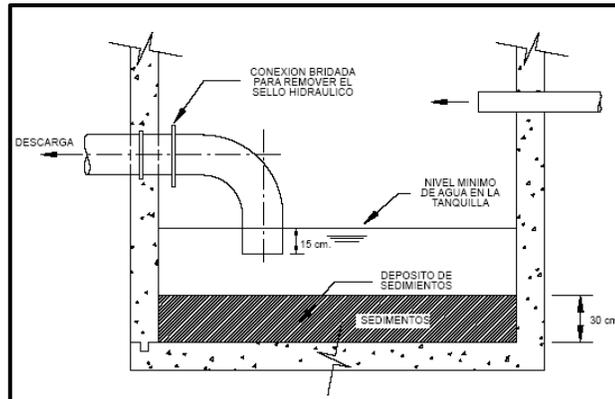


Figura 14. Esquema general de diseño. Tanquilla con sello

Fuente: PDVSA HE-251-PRT "Sistema de drenajes"

#### 2.2.2.8.2. Tanquillas Sumideros

Es una estructura de concreto utilizada para la unión de colectores subterráneos, como trampas de sedimentos y como puntos de inspección y mantenimiento. Requerimientos para la ubicación de las Tanquillas:

- ◆ En el extremo ciego inicial de una tubería principal de drenaje.
- ◆ A intervalos no mayores de 90 m. para tuberías principales de drenaje de diámetro menor de 24" o a intervalos no mayores de 150 m. para tuberías de drenajes de diámetro igual o mayor que 24".
- ◆ En la unión de la tubería principal de drenaje con una tubería principales provenientes de otras áreas.
- ◆ En aquellos sitios donde existen cambios en la dirección mayores a 45°.
- ◆ En plantas integradas, los sistemas de proceso de cada área se deberán unir con tanquillas provistas de sello hidráulico.

- ◆ En cambio, de diámetro o material de las tuberías.
- ◆ El dimensionamiento deberá permitir la entrada de personal para labores de mantenimiento.
- ◆ Se construirán de concreto armado, utilizándose un concreto con una resistencia a los 28 días de  $210 \text{ kg/cm}^2$  y acero con un esfuerzo a la cedencia de  $4.200 \text{ kg/cm}^2$ .
- ◆ La losa superior o tapa deberá diseñarse de forma tal que pueda ser removida para permitir las labores de mantenimiento. Esta losa deberá colocarse a nivel del piso en áreas pavimentadas y como mínimo a 5 cm de altura en área sin pavimentar.
- ◆ El punto de descarga de la tanquilla, deberá estar a un nivel inferior a la tubería más baja que conduzca efluentes a ella.
- ◆ Las dimensiones mínimas internas serán  $0,60 \times 0,60 \text{ m}$ , adaptándose a las cunetas que en ellas descarguen.

### **2.2.3. Software de diseño**

SAFE 2016 v16.0.0 es un programa de cálculo de estructuras y dimensionamiento de losas y cimentaciones con postensado que tiene implementada una gran variedad de códigos de diseño para el adecuado dimensionamiento de todo tipo de cimentaciones. Se trata de un software de cálculo por elementos finitos de CSI (Computers & Structures, INC), la casa responsable de SAP2000.

A través del método de elementos finitos, el programa tiene la capacidad de crear mallas para el diseño y análisis de elementos. Asimismo, 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. Diseño de investigación**

El diseño de la investigación es definido por Arias (2006), como la estrategia que utiliza el investigador para dar solución al problema planteado. Al respecto señala, que puede clasificarse en: documental, de campo y experimental, de esta manera, la presente investigación es definida como diseño de campo, “consiste en la recolección de datos, sin manipular o controlar variables algunas” (p.31). Este tipo de diseño de investigación se utilizó para obtener la información necesaria, acudiendo directamente al área de estudio, permitiendo cotejar los datos suministrados por los ingenieros que laboran allí con la teoría sobre el tema desarrollado en la investigación.

De igual manera, se empleó la investigación documental, ésta se basó en la búsqueda y recolección de fuentes documentales impresas, audiovisuales o electrónicas, donde una vez obtenida la información requerida se analizó, estudio e interpretó; permitiendo así sustentar la investigación y aportar nuevos conocimientos, los cuales permitieron estudiar las condiciones exigidas que se tuvieron tomar en cuenta para el diseño de las facilidades civiles en las instalaciones de la Planta Compresora Soto, de petrolera Bielovenzolana, S.A.

#### **3.2. Nivel de la investigación**

La presente investigación es considerada de tipo descriptiva, partiendo de la idea que muestra Arias (2006), como aquella investigación donde se puede identificar cualquier temática sin llegar al fondo del conocimiento, pero

permitiendo mostrar su distribución y procedimiento. Los estudios descriptivos miden de forma independiente las variables y aun cuando no se formulan hipótesis, tales variables aparecen enunciadas en los objetivos de investigación.

De acuerdo con lo anteriormente expuesto, se puede decir que la presente investigación se adaptó a las condiciones de dicha definición, ya que se exponen y detallan todos los aspectos relacionados con los criterios, bases y algoritmos matemáticos para el cálculo de las facilidades civiles, la losa de fundación para el equipo y el drenaje de aguas de lluvia y contaminadas, involucradas en la implantación de los equipos, para luego integrar estas variables en el proceso de diseño de las mismas.

### **3.3. Técnicas de recolección de datos**

#### **3.3.1. Revisión bibliográfica**

A través de esta técnica se obtuvo información importante para elaborar las bases teóricas referenciales que sustentan este trabajo, mediante la consulta de distintas fuentes bibliográficas, manuales, normas, revistas electrónicas, proyectos anteriores, planos referenciales, entre otros; lo cual permitió el desarrollo de los objetivos propuestos. A continuación, se presentan las normativas consultadas:

- a) COVENIN-MINDUR 1756-01: Edificaciones Sismoresistentes.
- b) COVENIN-MINDUR 2003-89: Acciones del viento sobre las construcciones.
- c) COVENIN-MINDUR 2000-2 1999: Mediciones y codificaciones de partidas para estudios, proyectos y construcción.
- d) Textos citados en la bibliografía.

### **3.3.2. Entrevistas no estructuradas**

Esta técnica se efectuó manteniendo el contacto y comunicación directa con el personal especializado de la empresa, Jefe de Área, Supervisores, entre otros. Así mismo, con el personal competente de la jefatura de proyecto; todo ello con el fin de recolectar información acerca de implantación de los motocompresores. Para ello, se utilizaron libretas de notas, grabadoras o cámaras fotográficas, estos instrumentos permitieron almacenar información para luego ser analizada.

### **3.3.3. Observación directa**

La observación directa y participativa es una técnica que permitió visualizar la realidad del terreno, es decir, se asistió al sitio donde se realizó el diseño del proyecto, que es la Planta Compresora Soto, donde se observaron detalladamente todos los aspectos que fueron ser relevantes en el momento del diseño de las facilidades civiles del proyecto. Así mismo, como se trata de una observación libre o no estructurada, se emplearon instrumentos tales como: diario de campo, libreta o cuaderno de notas, cámara fotográfica o cámara de video.

## **CAPITULO IV**

### **RESULTADOS**

#### **4.1. Recopilación de la información planialtimétrica de las instalaciones existentes en la planta compresora Soto.**

Se requiere determinar la factibilidad de ubicación y la disponibilidad de áreas para la correspondiente implantación de las facilidades y equipos propuestos por la estrategia de crecimiento de la empresa mixta Bielovenezolana, es por ello, que se realizó la recopilación de toda la información de la planta Compresora Soto, esto con ayuda de los archivos existentes en la empresa y con las observaciones de interés, obtenidas durante las visitas de campo, se pudo recaudar suficiente información, que será de utilidad para identificar información importante para el avance y desarrollo de las siguientes fases de ingeniería del proyecto.

Principalmente, se debió conocer la ubicación de la planta compresora Soto, para ello, se analizó la información suministrada por la empresa Bielovenezolana; en la tabla 7 se encuentran las coordenadas de ubicación referencial para las instalaciones que forman parte de la empresa, las cuales fueron obtenidas a través de un levantamiento de la poligonal cerrada de la planta compresora con puntos de apoyo de coordenadas UTM, utilizando para ello GPS, del mismo modo se puede observar en la figura 15 la ubicación relativa de la misma, haciendo un acercamiento del anexo E, y en la figura 16 se observa la ubicación geográfica que corresponde a los campos del Área Mayor de Oficina (AMO), es decir, los campos Soto, Mapiri y la Ceibita.

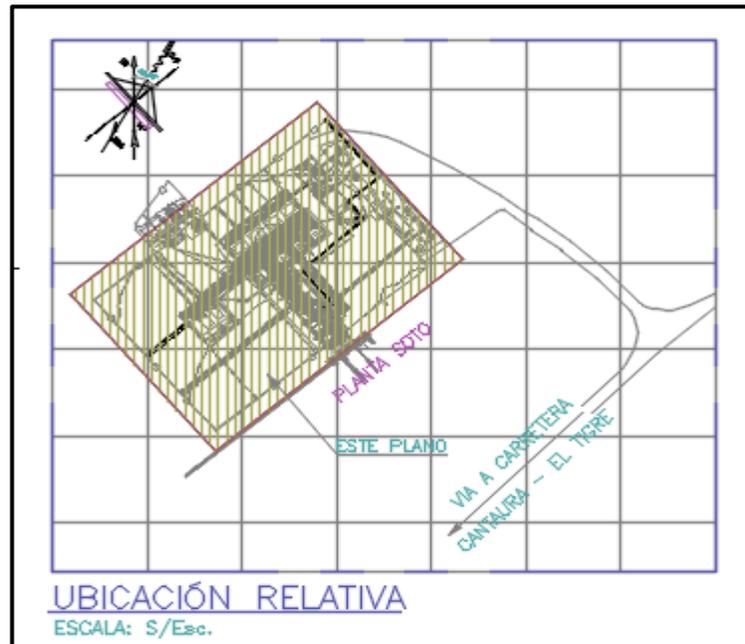


Figura 15. Ubicación relativa de la planta compresora Soto

Fuente: Plano levantamiento Planialtimétrico planta compresora Soto.

Tabla 7. Coordenadas U.T.M Campo Soto.

COORDENADAS DE ESTACIONES Y PLANTAS (m)				
ESTACIÓN/PLANTA	DATUM REGVEN		DATUM CANOA	
	NORTE	ESTE	NORTE	ESTE
Planta Compresora Soto	1.019.403	355.794,40	1.019.842,50	355.986.21

Fuente: Plano levantamiento Planialtimétrico planta compresora soto.

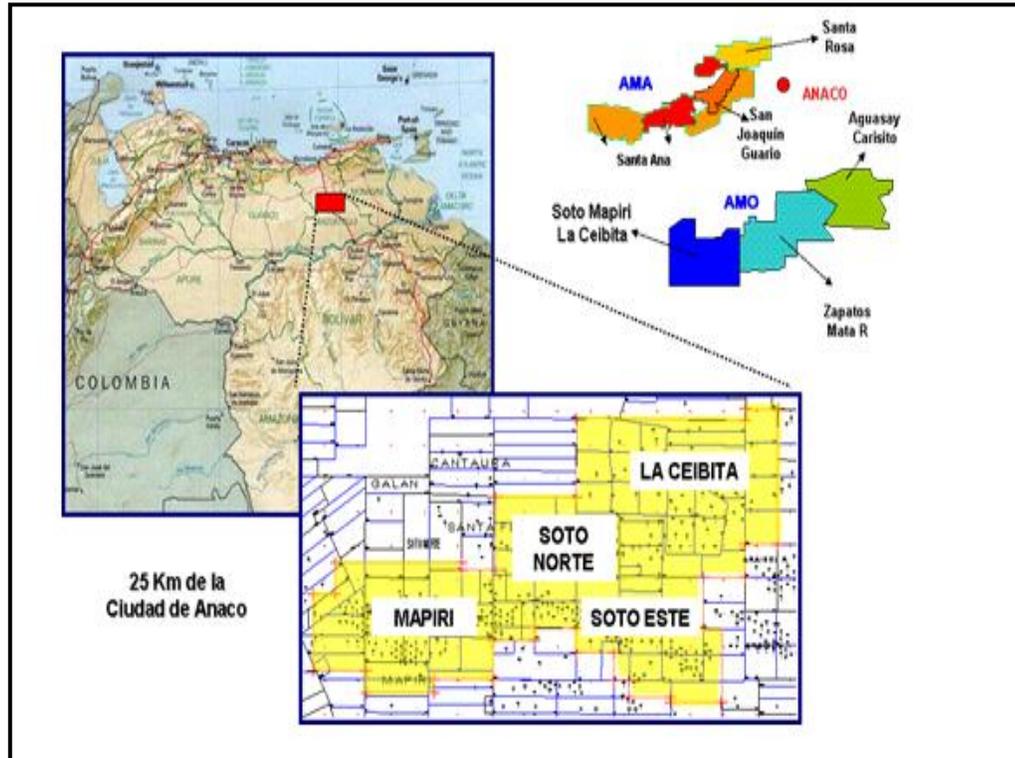


Figura 16. Ubicación Geográfica Campos Soto, Mapiri y La Ceibita  
Fuente: Plano levantamiento Planialtimétrico planta compresora soto.

De acuerdo a la información planialtimétrica suministrada por la empresa y con las visitas realizadas a la zona destinada para el proyecto, se conoció que la misma abarca un área de 359,7 km<sup>2</sup>, asimismo, se pudo observar que la topografía predominante de la zona es relativamente plana, con pendiente natural claramente definida, la cual se mantendrá para facilitar el drenaje de las aguas de lluvia. De acuerdo a un acercamiento del anexo E, en la figura 17, también se conoció sobre la existencia de tuberías enterradas, que se tomaron en cuenta al momento de elegir la ubicación de los equipos, además se observa el cercado perimetral del área.

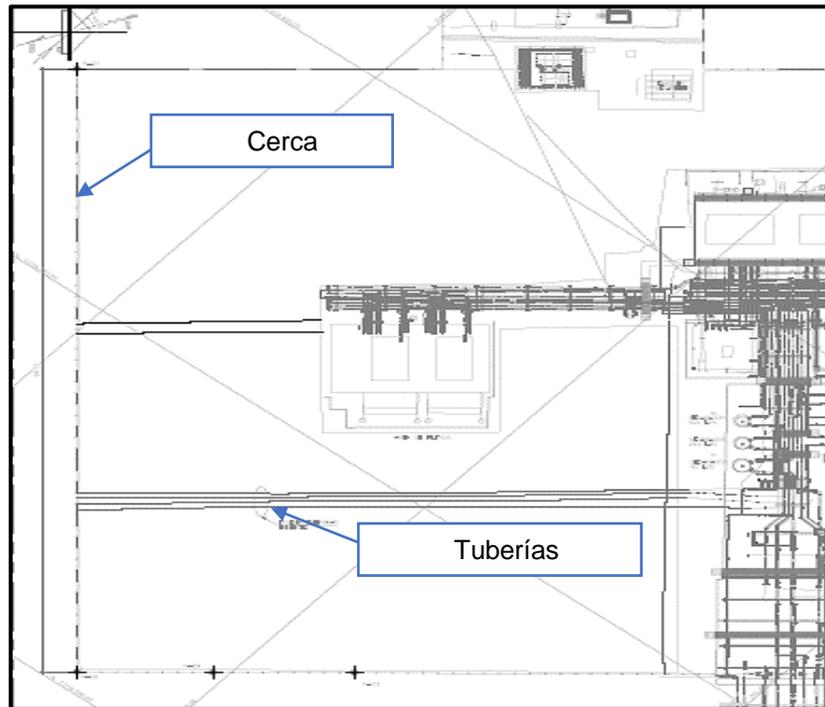


Figura 17. Ubicación de tuberías y cercas existentes

Fuente: Plano levantamiento Planialtimétrico planta compresora soto.

El levantamiento de campo permitió la observación de infraestructuras existentes (figura 18), entre estos, 6 equipos compresores identificados con la siguiente nomenclatura: K-1, K-2, K-3, y K-4s. La unidad motocompresora de estos equipos está resguardada de la intemperie bajo una nave en estructura metálica cuyas características son las siguientes: cubierta de techo a dos aguas de Acerolit con cumbrera de ventilación. Internamente cuenta con un puente grúa manual con pasarela sobre la misma, las vigas de carga y las columnas son de perfil laminados de acero, el piso es antideslizante compuesto por láminas lagrimadas de acero. Los Equipos Compresores K-5 y K-6, se encuentran resguardados de la misma manera, pero en una nave de estructura metálica aparte.



Figura 18. Vista aérea Planta Compresora Soto

Fuente: Plano levantamiento Planialtimétrico planta compresora soto.

Del mismo modo, las visitas realizadas a la planta Compresora Soto permitieron evaluar la mejor opción para la ubicación de los equipos, la observación de infraestructuras existentes, verificación de presencia de zonas anegadizas cercanas, acceso de vialidad a la zona de implantación, etc.

El área donde se encuentran situados los equipos de compresión presenta drenajes para aguas de lluvia y aguas contaminadas originadas por el proceso de operación y mantenimiento de los mismos. En la figura 19 se observa la fosa abierta ubicada en adyacencias de la planta compresora a donde son transportadas las aguas provenientes del área de procesos.

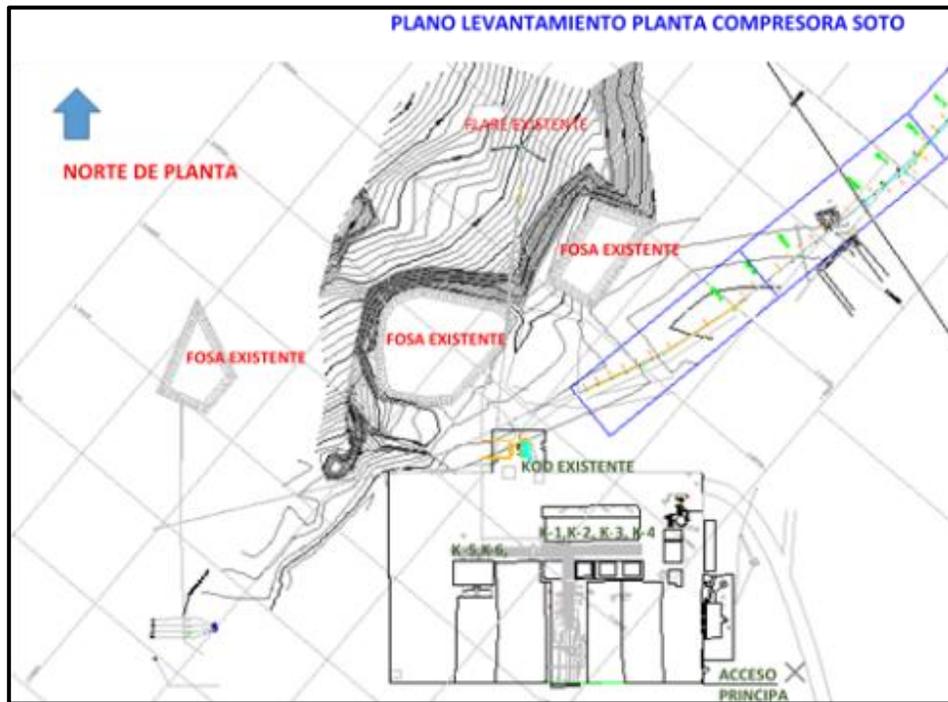


Figura 19. Ubicación de fosas existentes.

Fuente: Plano levantamiento Planialtimétrico planta compresora soto.

Se observa que la planta Compresora de gas Soto esta confinada para su ampliación, sin embargo, la planta cuenta con el espacio interno requerido para la incorporación de nuevos equipos. Es por ello, que se evaluaron algunas alternativas para la mejor ubicación de los equipos de compresión necesarios para aumentar la capacidad de producción en la planta.

En la figura 20 se presentan las opciones consideradas para la implantación de los equipos, en la misma, se muestran dos opciones, la primera corresponde con la implantación de los dos (02) motocompresores de 5 MMPCGD ubicados al lado Oeste de la nave compresora K-5 y K-6 quedando alineados con estos últimos y la segunda opción es ubicar los dos (02) motocompresores de 5 MMPCGD al sur de la misma nave.

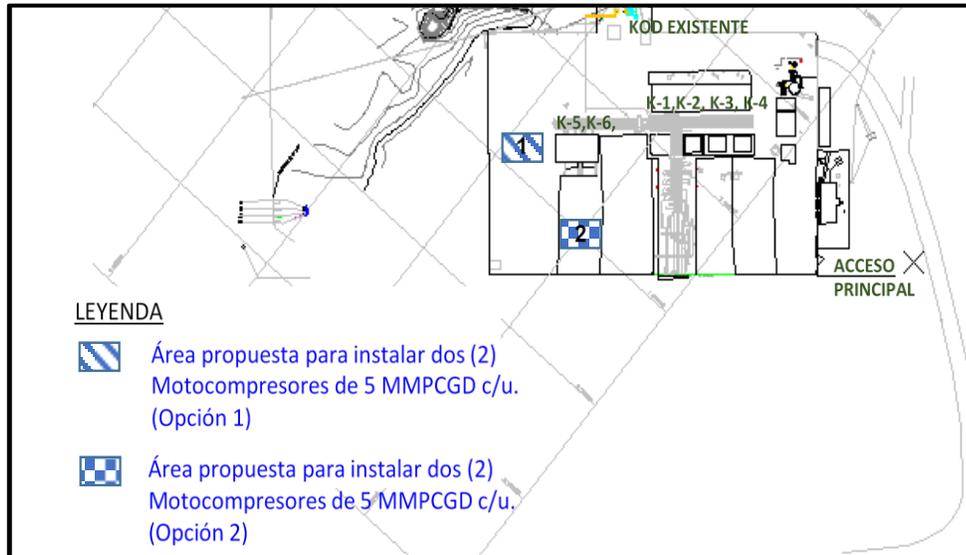


Figura 20. Propuesta de Ubicación para los Motocompresores de 5MMPCGD.

Fuente: Autor

Durante la conceptualización de un proyecto, una de las fases más importantes es la selección de ubicación de equipos, de la cual dependerá la opción de ruteo de tuberías basados en parámetros técnicos y económicos debido a que se dispone de espacios a ser utilizados en una planta existente, debiendo cumplirse con las distancias mínimas entre equipos, distancias entre equipos y edificaciones y equipos y terceros.

La opción más favorable en la selección del sitio de ubicación de equipos será de utilidad para identificar información importante para el avance y desarrollo de las siguientes fases de ingeniería del proyecto, es por ello que se considerarán los siguientes aspectos:

- ◆ Disponibilidad de terreno y/o área.
- ◆ Área libre de tuberías enterradas.

- ◆ No interferencia con otras instalaciones operacionales.
- ◆ Permite crecimiento modular y ampliaciones futuras.
- ◆ Disponibilidad de servicios industriales.
- ◆ Cumplimiento de normas de Seguridad Industrial.
- ◆ Facilidad para construcción.
- ◆ Minimiza el impacto sobre las operaciones y producción actual.
- ◆ Flexibilidad y facilidad para Mantenimiento.
- ◆ Menor impacto ambiental

A continuación, se identificarán y diferenciarán las opciones para la ubicación de los equipos propuestos, en la tabla 8 y 9, se presentan las ventajas y desventajas de cada opción y así poder determinar cuál será la ubicación más favorable.

Tabla 8. Opción 1, ubicada al oeste de la Planta Compresora Soto.

VENTAJAS	DESVENTAJAS
La evaluación hidráulica permitiría extender los cabezales para aprovechamiento del rack de tuberías asociados a los motocompresores K-5 y K-6	Dificultad para instalar nuevos equipos sin paralizar las operaciones de compresión, ya que no hay válvulas de bloqueo.
Ubicación de motocompresores en áreas afectadas (asfaltadas), no requiere corte de capa vegetal ni deforestación. No tiene impacto ambiental, por implantarse en áreas ya intervenidas	Requiere especial y mayor atención de seguridad industrial en etapa de construcción por su cercanía a instalaciones existentes.
Favorece al tiempo de implantación por reducción de trámites para perisología ambiental.	Para instalar los motocompresores en la parte oeste del galpón de motocompresores K-5 y K-6 se debe remover la cerca perimetral y adecuar el terreno para dejar acceso.

Fuente: Autor

Tabla 9. Opción 2, ubicada al sur de la Planta Compresora Soto.

VENTAJAS	DESVANTAJAS
Posee suficiente espacio para ubicación de accesos a la planta	Se reduce el área de maniobrabilidad vehicular y/o equipos.
Posee suficiente espacio para colocar corredor de tuberías internas en operación de la planta, para motocompresores de 5 MMPCED.	Utilidad del área condicionada a la existencia de tubería enterradas (requiere verificación mediante detección de metales).
Factibilidad de realizar labores de mantenimiento en un equipo sin necesidad de poner fuera de servicio a los equipos adyacentes.	Para aprovechamiento de cabezales existentes es necesaria validar con estudios hidráulicos

Fuente: Autor

Una vez analizada las opciones, se concluyó que la opción más favorable corresponde a la opción uno (Ver Figura 21). El sitio se caracteriza por aprovechamiento de áreas ya intervenidas dentro de la planta, además reunió aspectos tales como: facilidad y flexibilidad de operación además de satisfacer los requerimientos operacionales como; aprovechamiento de corredores de tuberías existentes; minimizar el impacto sobre las instalaciones existentes; menor afectación sobre al proceso productivo durante fases de construcción; menor tiempo de construcción; accesible a las fuentes de servicios industriales, de relación costo beneficio favorable al inversor; garantía en lograr el objetivo de producción para tiempo de vida útil del proyecto, entre otros.

Es importante señalar que la opción más favorable (opción 1), a simple vista no cumple con lo establecido en la norma de PDVSA IR-M-01 "Separación entre equipos e instalaciones", la cual indica que se requiere una separación de 10 metros a efectos de la protección a los compresores

contra un incendio en los equipos adyacentes y viceversa. Es por ello que se consideró construir un muro corta fuego como medida de previsión y protección para la planta y sus adyacencias.

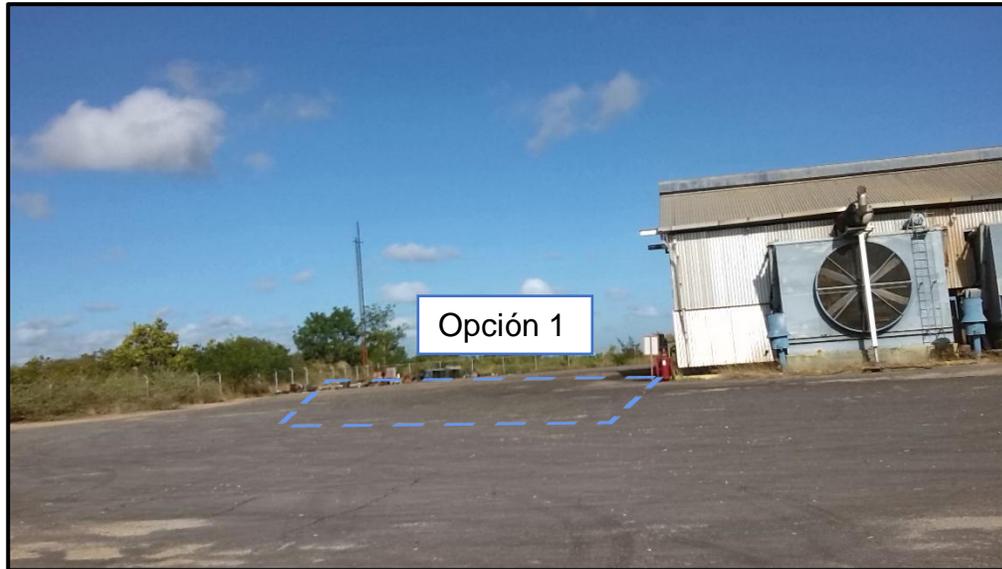


Figura 21. Área a implantar los equipos.

Fuente: Autor.

A pesar de que se tendrá que remover la cerca perimetral para cumplir las distancias mínimas y adecuar el terreno para dejar acceso al área operacional, esta opción es más favorable, ya que la opción 2, coincide con la existencia de tuberías enterradas (ver figura 22), lo cual generaría un estudio más profundo para poder ubicar los equipos adecuadamente, por otro lado, no sería conveniente reducir el área de maniobrabilidad en la planta.

Todas estas características fueron tomadas en cuenta, para poder evaluar las condiciones generales a las que estuvieron sometidos los

equipos y así se establecieron las premisas que se consideraron de acuerdo al caso, para el diseño de la fundación.

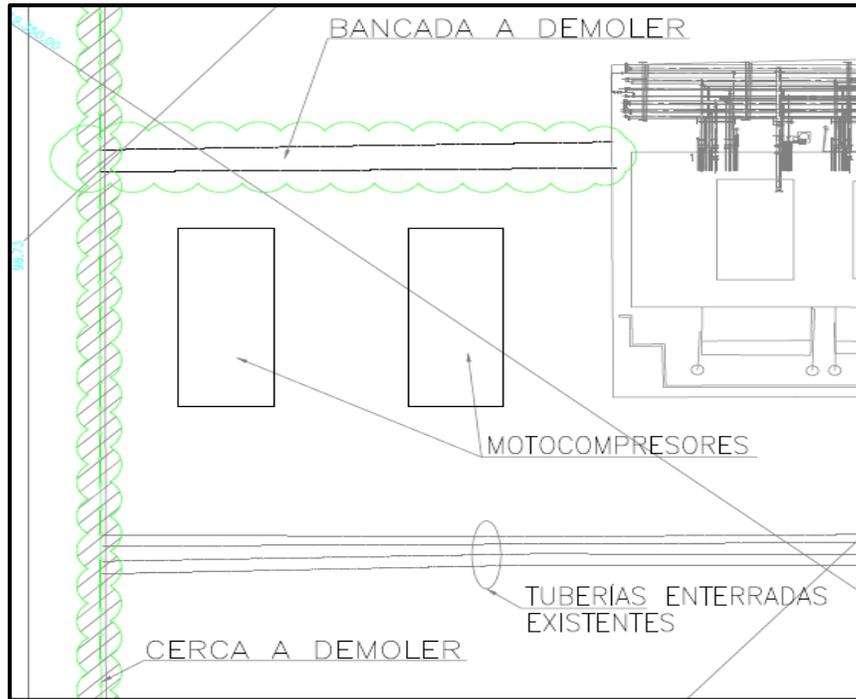


Figura 22. Plano de demolición y área para motocompresores.

Fuente: Autor

**4.2. Calcular el sistema de fundación para los motocompresores de 5 MMPCGD de la Planta Compresora Soto, aplicando los criterios de las normas PDVSA N° JA-252, PDVSA N° L-STC-003, Fondonorma 1753-2006 y ACI 318-14, mediante el uso del programa STAAD Foundation Advanced V8i.**

#### **4.2.1. Metodología de cálculo**

Con relación a fundaciones sometidas a efectos dinámicos escapa al alcance de la norma JA-252 Diseño de Fundaciones, según lo indica en el aparte 13. Sin embargo, se indican consideraciones generales de diseño y

hace referencia a la norma PDVSA L-STC-003 “Fundaciones de Compresores Reciprocantes”.

#### 4.2.2. Descripción del equipo

Para aumentar la capacidad de producción de la planta compresora Soto, se tiene planificada la instalación de motocompresores de 5 MMPCGD (ver figura 23). En la tabla 10 se muestran las características de los mismos, las cuales fueron facilitadas por la empresa dentro de las respectivas memorias de cálculo mecánico y planos de los equipos (ver anexo C). Según los planos preliminares las dimensiones de la fundación para los compresores, en general, serán las del skid del equipo más 30 cm aproximadamente a cada lado, y para mantener la simetría entre las fundaciones, se realizó el diseño para un solo equipo.

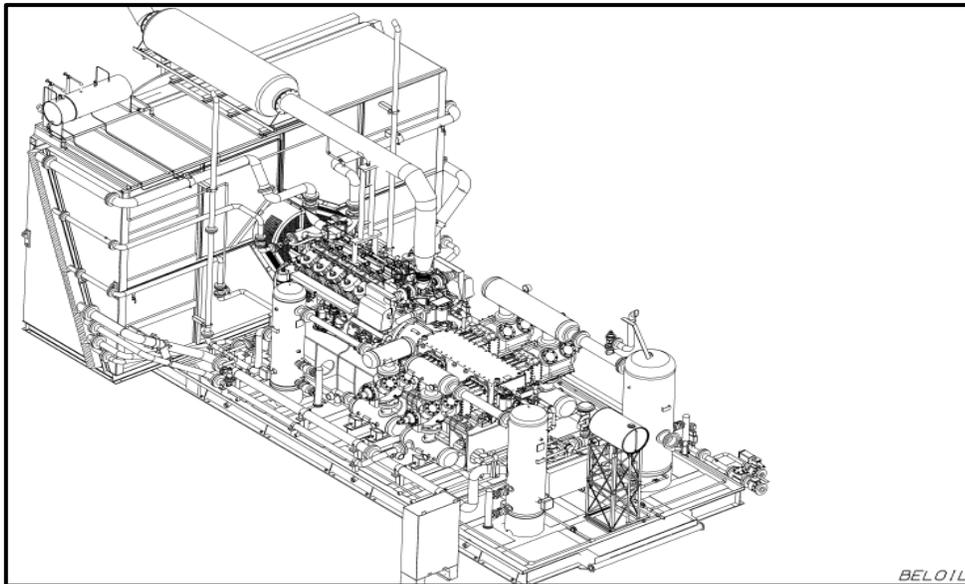


Figura 23. Motocompresor de 5MMPCGD

Fuente: Hoja datos CAMERON (2011).

Tabla 10. Características de los equipos

Altura del Equipo <b>CG</b>		1,33	m
Excentricidad	<b>(Ex)</b>	0,53	m
	<b>(Ey)</b>	0,27	m
Máxima Revolución de Trabajo		1200	RPM
Recubrimiento		0,075	m
<b>Dimensiones del Patín</b>			
Largo		12,32	m
Ancho		4,90	m
<b>Cargas Actuales</b>			
Peso en Operación $W_{EQUI}$		89.820,00	kg
Momento Máximo Horizontal	<b>(Hx)</b>	22.455,00	kg-m
	<b>(Hy)</b>	22.455,00	

Fuente: Hoja datos CAMERON (2011).

Generalmente este tipo de compresores se instalan en grupos de tres o cuatro ya que una siempre servirá de repuesto debido a la necesidad de operación continua, es decir si se necesita la operación de dos compresores, se instalarán tres por si existiere un desperfecto en alguno de los anteriores. En el caso que nos representa se hará la instalación de dos motocompresores recíprocos, la fundación será la misma, pues se considerará individual para cada equipo.

#### 4.2.3. Datos del suelo

Para el diseño de las fundaciones de los motocompresores, que conforman el alcance de este documento, ha sido determinante el requerimiento, por parte de las disciplinas mecánica y procesos, la

información pertinente a las características físicas de los equipos a instalar; así como la información suministrada por el cliente. En las tablas 11 y 12 se muestran las propiedades físicas de los materiales y los parámetros geotécnicos obtenidos del estudio de suelos, respectivamente.

Tabla 11. Propiedades físicas de los materiales

Peso Unitario del Concreto <b>P<sub>c</sub></b>	2500 kg/m <sup>3</sup>
Resistencia del Concreto <b>F<sub>c</sub></b>	250 kg/m <sup>3</sup>
Factor de Seguridad <b>F.S</b>	1,50 -
Resistencia del Acero de Refuerzo <b>F<sub>y</sub></b>	4200 kg/cm <sup>3</sup>

Fuente: Autor

Tabla 12. Parámetros Geotécnicos

Resistencia del suelo <b>σ<sub>Res</sub></b>	1,20 g/cm <sup>3</sup>	k
Módulo de Corte del Suelo <b>G</b>	190 g/cm <sup>2</sup>	k
Módulo de Poisson <b>ν</b>	0,30	-
Peso Unitario del Suelo	1790 kg/m <sup>3</sup>	

Fuente: Autor

#### 4.2.4. Selección del tipo de fundación

Sin duda el tipo de fundación óptimo para un compresor de estas características es un bloque de fundación, en primera instancia debido a que puede presentar una masa suficiente para contrarrestar el efecto de la

vibración, pero además es requerimiento del área mecánica que el nivel de dicho equipo sea un determinado (generalmente bajo, cercano al nivel terminado de plataforma) con el fin de que lleguen las conexiones con facilidad.

#### 4.2.5. Dimensionamiento de la fundación

Las dimensiones en planta de la fundación están definidas por el tamaño de la base del equipo que proporciona el fabricante (ver anexo C), planos del fabricante del equipo), de acuerdo a esta información se preestablece las dimensiones mínimas de la fundación sumándole 30 cm para el largo y 25 cm para el ancho de la fundación, en la tabla 13 se muestran las dimensiones asumidas.

Como punto de partida para determinar la altura se aplica la relación de masas, donde se ha mencionado para equipo recíprocante es de 3 (masa de fundación) a 1 (masa total del equipo), lo cual indica que el peso en masa del equipo representa 3 veces el peso de la fundación para evitar problemas de vibraciones y agrietamientos en la fundación, para ello se utilizó la ecuación de masas, que es igual al volumen de la fundación por el peso específico,

$$m = (L B H_F)\gamma \quad (\text{Ec.43})$$

Dónde:

B<sub>F</sub>: Ancho de la Fundación (m).

L<sub>F</sub>: Longitud de la Fundación (m).

H<sub>F</sub>: Altura de la Fundación (m).

γ: Peso Específico del Concreto Armado 2500 kg/m<sup>3</sup>.

Despejando la ecuación tenemos,

$$H_F = \frac{m}{LB\gamma} = \frac{3(89820)}{(12,80)(5,40)(2500)} \quad (\text{Ec.44})$$

$$H_F = 1,56 \cong 1,60 \text{ m}$$

Tabla 13. Dimensiones de la fundación.

	Largo (m)	Ancho (m)	Espesor
<b>Skid</b>	12,19	4,90	0,30
<b>Fundación</b>	12,80	5,40	1,60

Fuente: Autor.

En la figura 24 se observa el cómo quedaría la fundación en relación al nivel del piso. Con el fin de evitar movimientos torsionales o lineales, la altura de la fundación sobre el terreno será casi siempre definida por el nivel al que deben encontrarse las bocas de conexión, sin embargo, se debe cuidar de dejar enterrada al menos el 75% del bloque de fundación con el fin de garantizar el confinamiento del mismo y ayudar así a contrarrestar las acciones dinámicas.

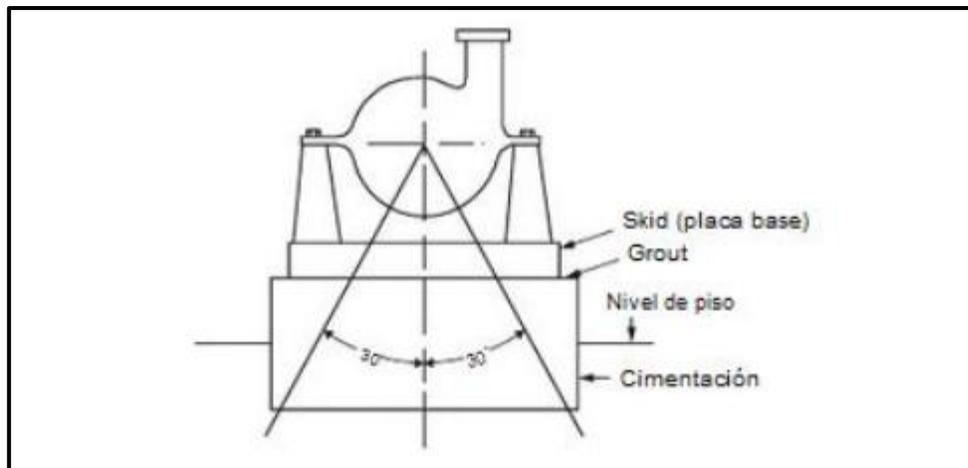


Figura 24. Dimensión preliminar de la altura de fundación

Fuente: Garza (2000).

El análisis se divide en dos partes bien definidas: análisis estático y dinámico. En un principio, tomando en cuenta el área y el peso de la fundación preliminar se debe chequear que el bloque propuesto no exceda la capacidad portante del suelo y que sea capaz de resistir sin problemas las solicitaciones suponiendo un equipo netamente de comportamiento estático, considerando las propiedades ingenieriles del suelo, la profundidad y dimensiones en planta de la fundación y un adecuado factor de seguridad. Además, se debe estimar los asentamientos, inclinaciones y desplazamientos horizontales de la fundación debidos a las fuerzas y momentos actuantes sobre ella y comparar esos valores con los permitidos y, por último, verificar la estabilidad de la fundación ante las acciones de fuerzas horizontales y verticales de levantamiento.

En segundo lugar, se procede al análisis de las vibraciones que impone el comportamiento de la bomba. El proceso a seguir es el cálculo de las propiedades de la sección y demás parámetros necesarios, con el fin de establecer la frecuencia del sistema, dicha frecuencia se compara con la frecuencia de operación de la máquina.

#### **4.2.6. Análisis estático.**

Principalmente se determinaron los esfuerzos sobre el suelo y el chequeo de estabilidad, para ello será necesario conocer las cargas y solicitaciones a las que se encuentra sometida la fundación.

Para determinar las cargas, se procedió a realizar un análisis estructural en ambos sentidos de la losa de soporte para los motocompresores de 5 MMPCGD, con un peso de 89,82 Tn y una velocidad de operación de 1200 RPM, tal como se muestra en la figura 25; considerando que el Skid es quien

recibe las cargas del equipo, se procede a determinar las solicitaciones de la fundación.

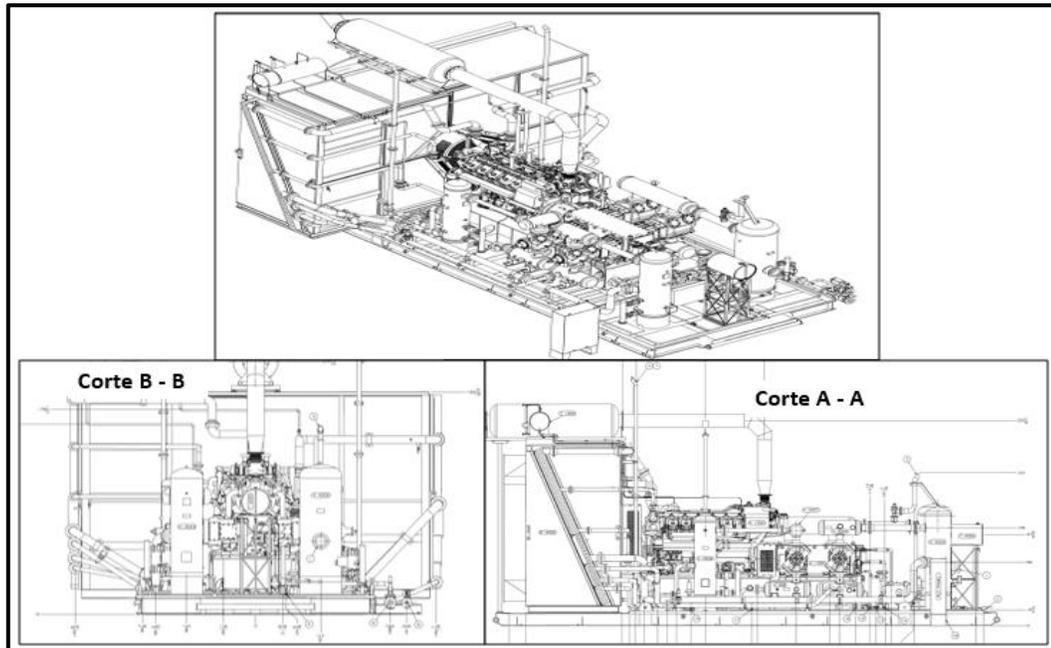


Figura 25. Motocompresor de 5MMPCGD.

Fuente: Autor.

El desarrollo de análisis estructural para el corte “A – A”, tiene una forma irregular, lo que ocasiona que el peso no pueda ser considerado como una carga distribuida constante. Es por ello que, para considerar la distribución irregular del peso del equipo, se separó el equipo en dos áreas similares a la geometría del mismo, como se muestra en la figura 26.

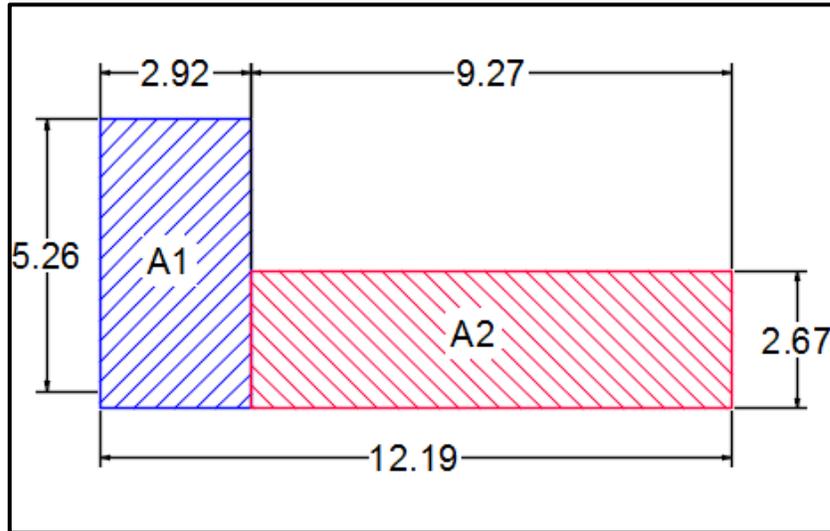


Figura 26. Dimensiones consideradas del equipo, corte "A – A".

Fuente: Autor.

Seguidamente, se procedió a dividir, la forma regular del equipo en dos áreas rectangulares, A1 y A2, para calcular una proporción por la que distribuiremos la carga en dos cargas proporcionales al área con respecto al área total. Para A1 corresponde un 39% del total y para A2 el restante 61%, como se muestra a continuación:

$$A_1 = 2,92 \cdot 5,59 = 16,32 \text{ m}^2 \quad (\text{Ec.45})$$

$$A_2 = 9,27 \cdot 2,67 = 24,75 \text{ m}^2 \quad (\text{Ec.46})$$

$$A_T = 16,32 + 24,75 = 41,07 \text{ m}^2 \quad (\text{Ec.47})$$

$$\frac{16,32}{41,07} = 0,39 \quad (\text{Ec.48})$$

$$\frac{24,75}{41,07} = 0,61 \quad (\text{Ec.49})$$

Por consiguiente, las cargas rectangulares correspondientes en cada proporción de 5,99 tn/m, para A1 y de 2,95 tn/m para A2, como se muestra a continuación:

$$44,91 \text{ tn} \begin{array}{l} 0,39 \\ 0,61 \end{array} \begin{array}{l} 44,91 \\ 44,91 \end{array} = \begin{array}{l} 17,51 \text{ Tn} \\ 27,40 \text{ Tn} \end{array} \quad (\text{Ec.50})$$

$$W_1 = \frac{17,51}{2,92} = 5,99 \text{ Tn/m} \quad (\text{Ec.51})$$

$$W_2 = \frac{27,40}{9,27} = 2,95 \text{ Tn/m} \quad (\text{Ec.52})$$

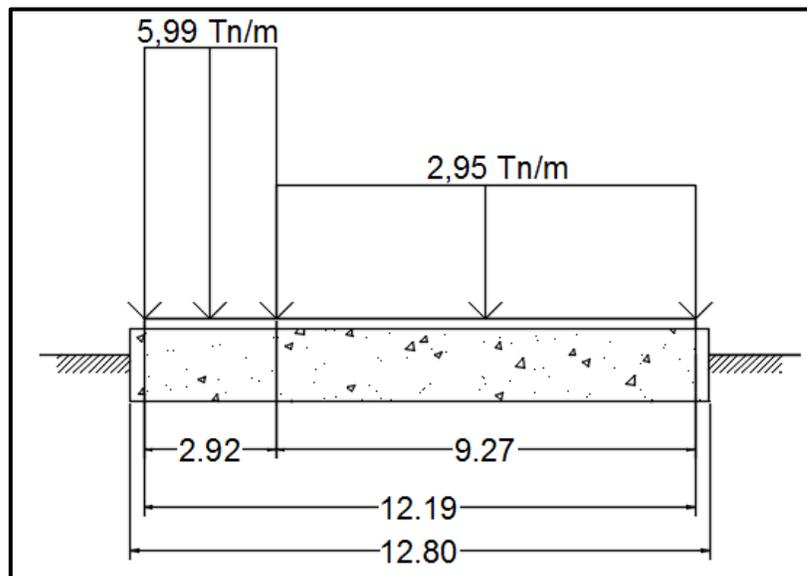


Figura 17. Cargas aplicadas en la losa, corte "A – A".

Fuente: Autor.

A continuación, se procede a realizar el análisis del corte "B – B", se observa la carga de una forma regular, en este caso se consideró una carga distribuida constante, como se muestra en la figura 28,

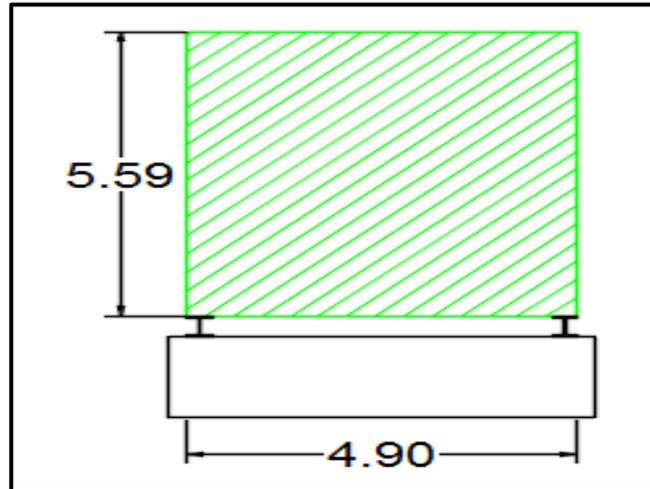


Figura 28. Dimensiones consideradas del equipo, corte "B – B".

Fuente: Autor.

Sin embargo, se determinará la carga que actúa considerando la distribución anterior, tal como se muestra a continuación:

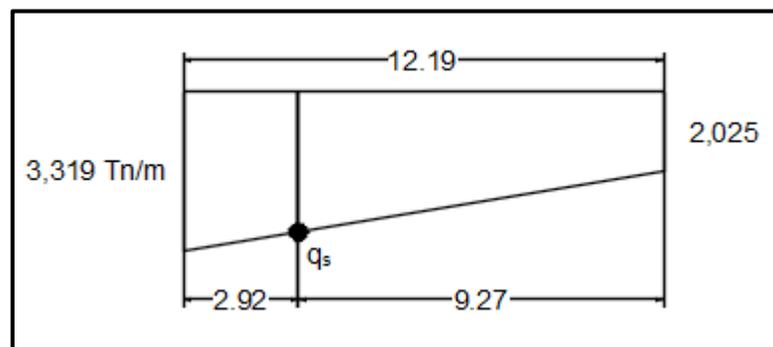


Figura 29. Dimensiones consideradas del equipo, corte "A – A".

Fuente: Autor.

De la relación de triángulo se obtiene la carga  $q_s$ , que representa a la carga rectangular actuante en el Skid, como se muestra a continuación:

$$q_s = 3,017 \text{ tn}_m \quad (\text{Ec.53})$$

La carga puntual que corresponde a  $F_1 = -3,563 \text{ Tn}$  y  $F_2 = -12,729 \text{ Tn}$  se obtuvieron a través de la sumatoria de fuerzas a través del diagrama característico de solicitaciones, de esta manera se evidencia como la carga se distribuye de tal manera que la fundación esta equilibrada.

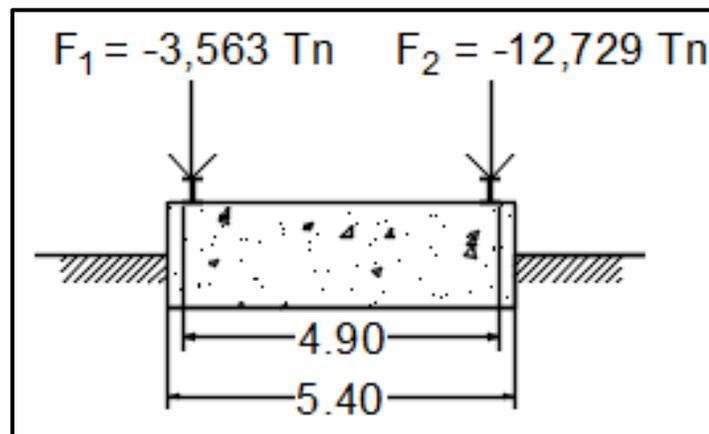


Figura 30. Cargas aplicadas en la losa, corte "B – B".

Fuente: Autor

Adicionalmente, se realizó el análisis estructural de la losa, donde se obtuvieron los resultados de fuerza de corte y momento flector, siendo los valores máximos;  $M_{\max} = 20,188 \text{ Tn}$  y  $V_{\max} = 11,974 \text{ Tn}$ . Por último, se procedió a representar los diagramas característicos de solicitación para la losa de fundación y se demostró que existe equilibrio en la misma, el cálculo detallado se observa en el anexo A,

### Cargas permanentes

Para determinar la carga permanente que actúan en la fundación, se estableció el peso total de la fundación ( $W_t$ ), el cual se calculará según la ecuación 43, donde  $W_{EQUI}$ , es el peso del equipo en operación y  $W_F$  el peso total de la fundación.

Consisten en el peso propio de la estructura y de los equipos soportados permanentemente por ella. Las cargas permanentes pertenecientes a equipos, se definirán de la siguiente manera:

$$W_T = W_{EQUI} + W_F \quad (\text{Ec.54})$$

$$W_F = (BLH_F)(\gamma_c) \quad (\text{Ec.43})$$

$$W_T = 12,80(5,40)(1,60)(2500 + 89820)$$

$$W_T = 366300 \text{ kg}$$

### **Cargas de sismo**

Las estructuras tienen que ser capaces de soportar una cierta carga residual después de un sismo, para poder conocer el comportamiento de esta estructura en particular ante esta acción, se presenta el siguiente análisis, tomando en consideración que los principales datos sísmicos fueron tomados de las consideraciones de la Norma PDVSA (2014).

### **Requerimientos generales**

#### **Zona sísmica**

Con el propósito de realizar el análisis sísmico, se identificó la zona sísmica dependiendo del riesgo local y según datos suministrados por la empresa. El área en estudio está ubicada en la zona sísmica 4 de acuerdo con la norma sísmica Venezolana COVENIN (2001) con fines de ingeniería. En la figura 31 se puede apreciar la clasificación de las zonas sísmicas por color, la cual para efectos de la zona seleccionada corresponde el color marrón.

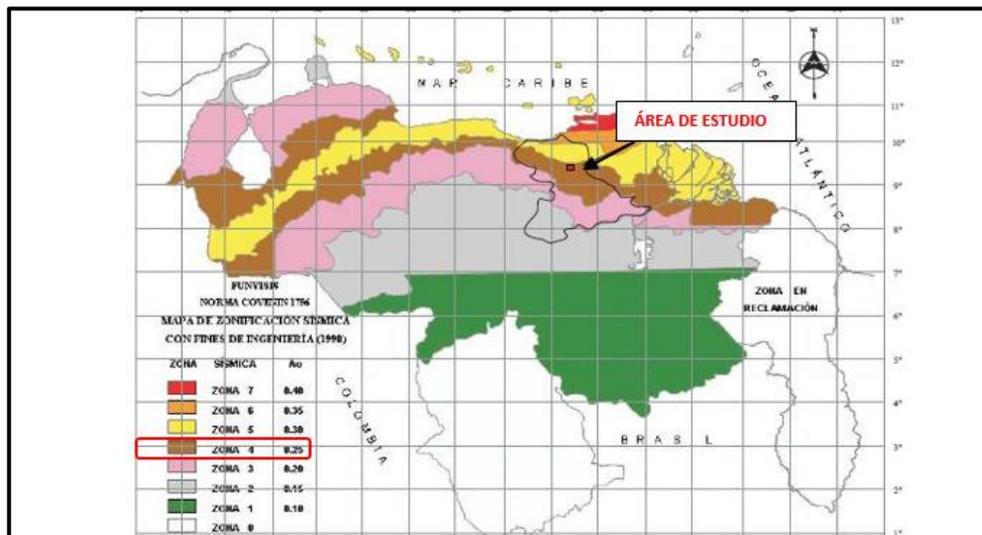


Figura 31. Ubicación de la zona sísmica.

Fuente: Suministrado por Petrolera Bielovenzolana S.A. modificado por Autor.

### Clasificación de riesgo

A través de la tabla 5 del presente trabajo de investigación deducida de la norma PDVSA (2014), se determinó el grado de riesgo basado en un análisis del número probable de personas expuestas en caso de falla del equipo entre 11 a 100 personas, el tiempo de recuperación del impacto ambiental producido es menor o igual a 3 años y pérdidas económicas asociadas al colapso de la fundación, clasificando la estructura con un grado de riesgo **B** y una probabilidad de excedencia anual ( $P_1$ ) menor o igual a  $1 \times 10^{-3}$ .

### Terreno de fundación

Tomando en consideración las características del perfil geotécnico del terreno de fundación, designas por el estudio geotécnico suministrado por la empresa, indicó la forma espectral tipificada S3, con un factor de corrección  $\phi=1$  del coeficiente de aceleración horizontal ( $A_0$ ) según la tabla 3 tomada de la norma PDVSA (2014).

### **Aceleración máxima del terreno**

La norma PDVSA (2014) 1 señala dos opciones para el cálculo de la aceleración horizontal máxima del terreno, para efectos de este trabajo de investigación fue seleccionada la opción número 1, la cual considera la aceleración horizontal máxima del terreno ( $a$ ), en  $cm/s^2$ . La opción seleccionada para el análisis de la aceleración máxima del terreno corresponde a la ecuación 3.

Los resultados de los valores de peligro sísmico de  $a^*$  aceleración característica de la amenaza sísmica y  $\gamma$  valor característico de la amenaza sísmica fueron designados por el estudio geotécnico, mediante los mapas sísmicos previamente presentados en las figuras 4 y 5. El estudio arroja, para la aceleración característica  $a^* = 51 ms^2$  y para el valor característico  $\gamma = 4,48$ . Destacando que estos valores varían según la localidad en estudio. Una vez obtenido esos valores, consideró una probabilidad anual de excedencia  $P1 = 0,001$  conforme a la clasificación de riesgo seleccionada en la tabla 2.

Considerando una zona sísmica 4, se sustituyeron las variantes que conforman la ecuación general seleccionada para determinar la aceleración máxima del terreno  $a_{m\acute{a}x}$ , donde se obtiene:

$$a_{m\acute{a}x} = 51 - \ln 1 - 0,001^{-1} 4,48 = 238,32 \text{ cm } s^2 \quad (\text{Ec.3})$$

A continuación, se calculará coeficiente de aceleración máxima del terreno ( $A_0$ ), expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. Una vez obtenido este valor se procederá a calcular la fuerza sísmica y el

momento que esta produce en sus diferentes componentes (x, y, z), tal y como se muestra a continuación:

$$A_0 = \frac{238,32 \text{ cm s}^2}{981 \text{ cm s}^2} = 0,243 \quad (\text{Ec.4})$$

Para efectos de cálculo en el presente trabajo, se considerarán las fuerzas de corte tomando en cuenta el coeficiente de aceleración máxima del terreno ( $A_0$ ), es decir, se calculará en función a la fuerza sísmica que se produce en el terreno de fundación, los cuales pueden expresarse en función de sus componentes (x, y, z), y se calculara de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

Fuerza Sísmica (Estado Último):

$$F_{XU} = 0,243(89820) = 21820,70 \text{ Kg} \quad (\text{Ec.5})$$

Una vez obtenida la fuerza cortante se podrá realizar la distribución de fuerzas, con el fin de aplicar un momento y una fuerza axial derivada de este momento; provocados por el sismo actuante. La distribución de la fuerza se hace con la siguientes formulas:

Fuerza Sísmica (Estado de Servicio):

$$F_x = 0,80(21820,70) = 17457,00 \text{ Kg} \quad (\text{Ec.6})$$

$$F_y = 0,30(17457,00) = 5237,00 \text{ Kg} \quad (\text{Ec.7})$$

$$F_z = \frac{2}{3}(17457,00) = 11638,00 \text{ Kg} \quad (\text{Ec.8})$$

Momentos (Estado de Servicio):

$$M_y = 17457,00 \cdot 1,33 + 1,6 = 51149,00 \text{ Kg} \quad (\text{Ec.9})$$

$$M_x = 5237,00 \cdot 1,33 + 1,6 = 15344,00 \text{ Kg}$$

(Ec.10)

Usualmente, la determinación de las cargas de diseño de las fundaciones se realiza como parte del análisis y diseño de la superestructura, no obstante, con frecuencia se presenta el caso en que es necesario adelantar el diseño preliminar de las fundaciones antes de estar completo el diseño de la superestructura. En consecuencia, será necesario, en esos casos, calcular con mayor precisión las magnitudes y distribuciones de las cargas muertas una vez que se conozcan las características reales de la estructura.

### **Momento de volcamiento del equipo debido a la excentricidad**

Para la determinación de los momentos debido a la excentricidad del equipo se utilizó la ecuación 11 que corresponde a la multiplicación del peso del equipo por la excentricidad ( $e$ ) del equipo, considerando que se calculara para los componentes horizontales y verticales, tenemos de la tabla 3 los valores para  $e_x = 0,53$  y  $e_y = 0,27$ .

$$M_{veX} = W_{EQUI}(e) \quad (\text{Ec.11})$$

$$M_{veX} = 89820 \cdot 0,53 = 47604,60 \text{ Kg}$$

$$M_{veY} = 89820 \cdot 0,27 = 24251,40 \text{ Kg}$$

Tomando en cuenta la excentricidad generada por el equipo, se procede a verificar que la misma no exceda el 5%, según lo indicado en la presión del suelo, para ello, se establece lo indicado en la norma PDVSA (1983) y se muestra a continuación:

$$E_x \leq 0,05 * L = 0,05(12,80) \quad (\text{Ec.55})$$

$$0,53 \text{ m} \leq 0,64 \text{ m}$$

$$E_y \leq 0,05 * B = (0,05 * 5,40) \quad (\text{Ec.56})$$

$$0,27 \text{ m} \leq 0,27 \text{ m}$$

Para de determinar que las dimensiones de la fundación son las necesarias, se realizó la verificación de las mismas, mediante la ecuación 15. Para verificar que cumplen con la resistencia a la estabilidad, se define el factor de seguridad de volcamiento como la relación del momento resistente ( $M_{Res}$ ) al momento del volcamiento ( $M_{TV}$ ), tomado en una arista de la base de la fundación y deberá cumplirse que la relación sea mayor que el factor de seguridad de 1.5, tal como se muestra a continuación:

El momento resistente se determinó mediante la ecuación 57 y 58 para los componentes tanto vertical como horizontal, para ello se utilizó el diagrama de corte y momento, tal como se muestra a continuación:

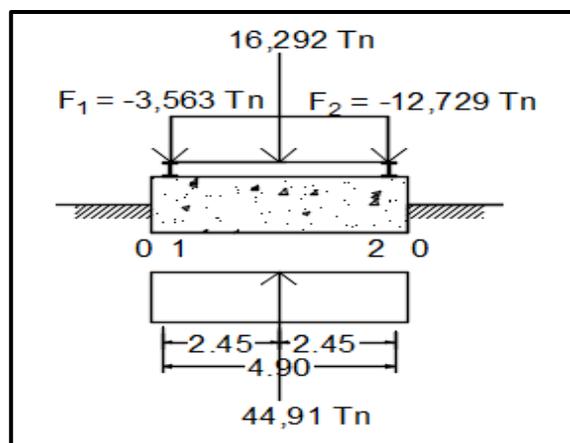


Figura 32. Distribución de fuerzas corte B-B.

Fuente: Autor.

$$M_{RES} = F * \frac{B}{2} \quad (\text{Ec.57})$$

$$M_{RES X} = 44910 * \frac{4,90}{2} = 110.029,5 \text{ Kg} - \text{m}$$

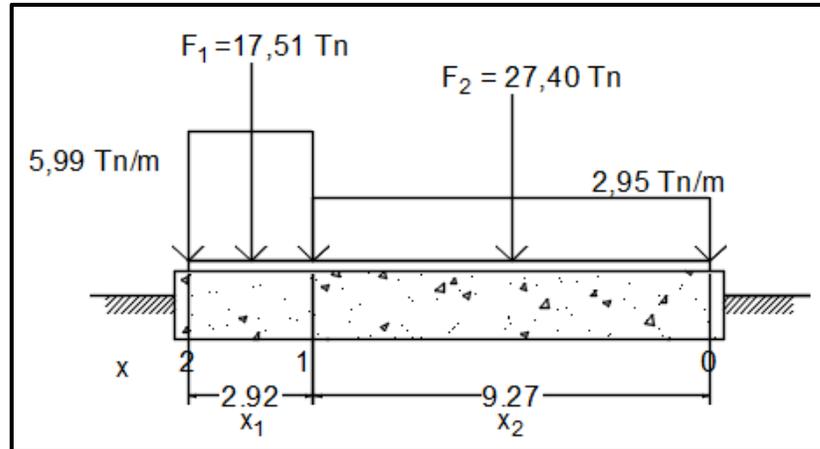


Figura 33. Distribución de fuerzas corte A-A.

Fuente: Autor.

$$M_{RES Y} = F_1 X_2 + \frac{X_1}{2} + F_2 \frac{X_2}{2} \quad (\text{Ec.58})$$

$$M_{RES Y} = 175100 \cdot 9,27 + \frac{2,92}{2} + 274000 \cdot \frac{9,27}{2}$$

$$M_{RES Y} = 314.881,3 \text{ Kg} - \text{m}$$

El momento de volcamiento total, consiste en la relación de la fuerza resistente al movimiento (generalmente por fricción), se resume a la sumatoria de los momentos que solicitan a la fundación:

$$M_{TVx} = M_{ACTH} + M_{EXC} + M_S \quad (\text{Ec.59})$$

$$M_{TVx} = 22455 + 47604,6 + 15344$$

$$M_{TVx} = 65.403,60 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{TVx} = M_{ACTH} + M_{EXC} + M_S \quad (\text{Ec.60})$$

$$M_{TVY} = 22455 + 24251,4 + 51149$$

$$M_{TVY} = 97.855,40 \text{ kg} - \text{m}$$

### Relación de estabilidad

$$S_R = \frac{M_{RES}}{M_{TV}} > F.S \quad (\text{Ec.15})$$

$$S_{RX} = \frac{110.029,5}{65403,60} = 1,68 > 1,5$$

$$S_{RY} = \frac{314.881,3}{97855,40} = 3,21 > 1,5$$

### Propiedades de la Fundación

Una vez que se ha dimensionado el bloque para carga estática, se procede al análisis de las vibraciones que impone el comportamiento del equipo. El proceso a seguir es el cálculo de las propiedades de la sección respecto al centro de gravedad (CG) de la fundación, área, inercia y rigidez; para determinar estos parámetros es necesario conocer las dimensiones B y L de la fundación, las cuales se muestran en la figura 34, y en la tabla 14 se muestra el resultado del cálculo de los mismos, con el fin de establecer la frecuencia del sistema, es decir, la frecuencia de operación de la máquina.

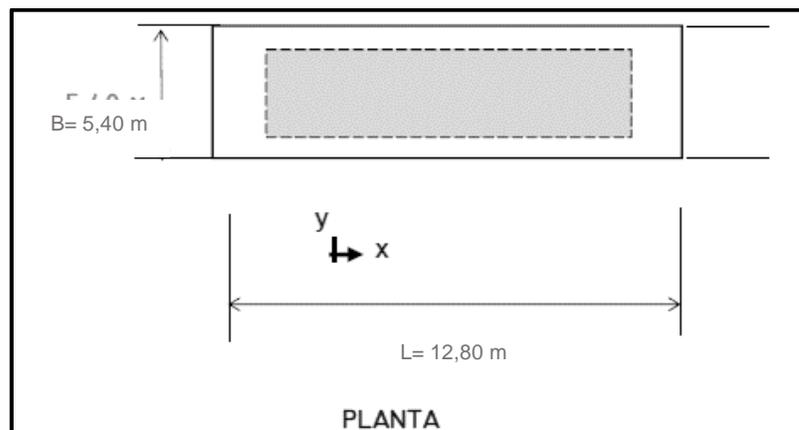


Figura 34. Dimensiones en planta de la fundación.

Fuente: Autor

Tabla 14. Propiedades de la fundación

Área $A = B * L$	<b>A</b>	69,12	$m^2$
Inercia $I = \frac{L*B^3}{12}$	<b>I<sub>x</sub></b>	167,96	$m^4$
	<b>I<sub>y</sub></b>	943,72	$m^4$
Módulo de sección $S = \frac{I}{B}$	<b>S<sub>x</sub></b>	62,21	$m^3$
	<b>S<sub>y</sub></b>	147,46	$m^3$

Fuente: Autor.

### Verificar los Esfuerzos en el Suelo.

A continuación, se presenta la verificación de los esfuerzos del suelo y se calcularán para dos casos, el primero considerando solo las cargas permanentes, es decir, la relación entre el peso total de la fundación y el área de la misma y el segundo caso será considerando las cargas permanentes y las cargas sísmicas.

Para verificar los esfuerzos del suelo, los bloques de fundación de concreto de los motocompresores se diseñarán de tal manera que el esfuerzo transmitido no sea mayor de 0,75 veces del esfuerzo admisible del suelo, tal como se muestra a continuación:

$$\sigma_{adm} = 0,75(1,20) = 0,90 \text{ kg cm}^2 \quad (\text{Ec.12})$$

Caso a: Cargas Permanentes.

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{366300}{69,12} = 0,53 \text{ kg cm}^2 \leq \sigma_{adm} \quad (\text{Ec.13})$$

Caso b: Cargas Permanentes + Cargas Sísmicas.

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{W_T - F_z}{A} \pm \frac{M_x}{S_x} \pm \frac{M_y}{S_y} \quad (\text{Ec.14})$$

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{366300 - 11638}{69,12} \pm \frac{85403,60}{62,21} \pm \frac{97855,40}{147,46}$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 0,76 \text{ kg cm}^2$$

$$\sigma_{\text{min}} = 0,33 \text{ kg cm}^2$$

En los cálculos realizados se evidencia que los esfuerzos transmitidos al terreno de fundación no superan al esfuerzo admisible del suelo, es decir, que se cumple con lo establecido en la norma PDVSA (2015) 90615.1.002 “Fundaciones para compresores reciprocantes”.

#### 4.2.7. Análisis Dinámico.

Para el análisis dinámico de la fundación primeramente se debe determinar el radio equivalente ( $r_o$ ), este se determinó según la ecuación 16, utilizando los valores de la tabla 4, tomando en cuenta que las ecuaciones de vibración están evaluadas considerando una fundación circular sobre un semi-espacio elástico, tenemos:

$$r_o = \frac{5,4 * 12,8}{\pi}^{1/2} = 4,69 \text{ m} \quad (\text{Ec.16})$$

Una vez determinado el radio equivalente de la fundación, se procede a determinar las relaciones de masas tanto horizontales como verticales, para ello se consideraron los valores del módulo de Poisson  $\nu$  y el peso específico del suelo  $\gamma$ , presentados en la tabla 2 del presente documento, y que serán sustituidos en las ecuaciones 18 y 19 respectivamente.

Vertical

$$B_z = \frac{1-0,3}{4} \frac{366300}{1790*4,69^3} = 0,35 \quad (\text{Ec.19})$$

Horizontal

$$B_x = \frac{7-8*0,3}{32 \cdot 1-0,3} \frac{366300}{1790*4,69^3} = 0,41 \quad (\text{Ec.20})$$

Con estas relaciones se procede a calcular la amortización geométrica del sistema de acuerdo a las ecuaciones 6 y 7, tal como se presenta a continuación:

Vertical

$$D_z = \frac{0,425}{0,35^2} = 0,72 \quad (\text{Ec.21})$$

Horizontal

$$D_x = \frac{0,288}{0,41^2} = 0,45 \quad (\text{Ec.22})$$

Determinando la relación Largo/Ancho de la fundación, se obtiene de la figura 1, los factores de amortiguamiento geométrico tanto vertical  $\beta_z=2,25$  como horizontal  $\beta_x=1,00$ , para el sistema.

Obtenidos estos factores, se procederá al cálculo de la constante de resorte equivalente (K) tanto horizontal como vertical, tal y como se muestra en las ecuaciones 10 y 11, considerando el Módulo de Corte del Terreno en  $\text{kg/cm}^2$  y los factores de embutimiento para las constantes del resorte (N), tal y como se muestran en las siguientes ecuaciones:

Vertical:

$$N_z = 1 + 0,61 \cdot 1 - 0,3 \frac{1,3}{4,69} = 1,12 \quad (\text{Ec.23})$$

Horizontal:

$$N_x = 1 + 0,55 \cdot 2 - 0,3 \frac{1,3}{4,69} = 1,26 \quad (\text{Ec.24})$$

Las constantes del resorte equivalente ( $K$ ), tanto horizontal como vertical se obtienen de:

Vertical:

$$K_z = \frac{190 \cdot 100^2}{1 - 0,3} \cdot 2,25 \cdot \overline{(12,32)(4,9)(1,12)} \quad (\text{Ec.25})$$

$$K_z = 53733973,29 \text{ kg m}$$

Horizontal:

$$K_x = 2 \cdot 1 + 0,3 \cdot 190 \cdot 100^2 \cdot \overline{12,32 \cdot 4,9 \cdot 1,26}$$

(Ec.26)

$$K_x = 46101397,03 \text{ kg m}$$

Una vez obtenidos  $K_z$  y  $K_x$  se determinan las frecuencias naturales ( $f_n$ ) del sistema, para traslación mediante la ecuación 26 y para torsión y balanceo mediante la ecuación 27.

Para Traslación:

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \frac{\overline{53733973,29}}{37339,45} = 362,25 \text{ RPM}$$

(Ec.27)

Para Torsión y Balanceo:

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \frac{\overline{46101397,03}}{37339,45} = 335,54 \text{ RPM} \quad (\text{Ec.28})$$

El factor de magnificación dinámica se determina con la siguiente ecuación, para dirección horizontal y vertical:

Vertical:

$$M_Z = \frac{1}{1 - \frac{1200^2}{362,25} + 2*0,72*\frac{1200^2}{362,25}} = 0,090 \quad (\text{Ec.29})$$

$$M_{VZ} = \frac{F}{F_{nx}} * M_Z = \frac{1200}{362,25} * 0,090 = 0,99 \quad (\text{Ec.61})$$

Horizontal

$$M_X = \frac{1}{1 - \frac{1200^2}{335,54} + 2*0,45*\frac{1200^2}{335,54}} = 0,082 \quad (\text{Ec.29})$$

$$M_{VX} = \frac{F}{F_{nx}} * M_Z = \frac{1200}{335,54} * 0,082 = 1,05 \quad (\text{Ec.62})$$

Se debe cumplir que:

$$M_{VZ} \leq 1,50 \quad 0,99 < 1,50 \quad OK \quad (\text{Ec.63})$$

$$M_{VX} \leq 1,50 \quad 1,05 < 1,50 \quad OK \quad (\text{Ec.64})$$

Para la verificación de la resonancia en un sistema no amortiguado, si la frecuencia natural coincide con la frecuencia de operación, la amplitud teórica es infinita. Cuando existe amortiguamiento, la amplitud de vibración es finita, pero puede ser excesiva y por tanto inaceptable. De manera de evitar esta zona de altas amplitudes (resonancia), la relación de frecuencias, frecuencia de operación contra frecuencia natural  $\frac{F}{F_n}$  deberá estar preferiblemente fuera del rango de valores de amortiguamiento entre 0,7 y 1,4, a fin de evitar que esta consideración sea crítica. Se debe cumplir que:

Vertical:

$$\frac{F}{F_{nz}} \leq 0,70 \quad \text{ó} \quad \frac{F}{F_{nz}} \geq 1,40 \quad (\text{Ec.30})$$

$$\frac{F}{F_{nz}} = \frac{1200}{362,25} = 3,31$$

$$0,70 < 3,31 > 1,40$$

Horizontal

$$\frac{F}{F_{nx}} \leq 0,70 \quad \text{ó} \quad \frac{F}{F_{nx}} \geq 1,40$$

(Ec.31)

$$\frac{F}{F_{nz}} = \frac{1200}{335,54} = 3,58$$

$$0,70 < 3,58 > 1,40$$

Los valores obtenidos de la relación entre las frecuencias  $\frac{F}{F_n}$ , tanto verticales como horizontales, demuestran que el valor de la resonancia en ambos casos se encuentra fuera del rango entre 0,70 y 1,40, por lo tanto, no ocurre resonancia en ninguna de las direcciones y se puede continuar con el diseño de la fundación, ya que, las dimensiones establecidas son aceptables.

#### 4.2.8. Diseño

El acero de refuerzo juega un papel muy importante al momento de diseñar cualquier elemento que conformara una fundación, ya que se coloca para absorber y resistir esfuerzos provocados por cargas y evitar la separación entre dichos elementos. El procedimiento para determinar el acero de refuerzo de la fundación, será referenciado de la norma COVENIN 1753 “Proyecto y construcción de obras en concreto estructural” y ACI 318 “Instituto Americano del Concreto, además considerando los criterios de la

norma PDVSA (1991) 90615.1.006 “Fundaciones para bombas reciprocantes”, que se presentan a continuación:

- ♦ Las fundaciones para bombas reciprocantes de menos de 75 KW (100 HP) de potencia, o para bombas centrífugas de menos de 375 KW (500 HP) de potencia, no requieren acero de refuerzo.
- ♦ En caso de requerirse acero de refuerzo, éste consistirá de barras de 10 mm. De diámetro (# 3) separadas a 305 mm (12”) entre centros y colocadas como se indica en la figura 27. Se permitirá el uso de malla electrosoldada de 150 mm x 150 mm – 5 mm x 5 mm (6”x 6”– W2.9 x W2.9).
- ♦ Las fundaciones de bombas que estén expuestas a variaciones extremas de temperatura, requerirán la colocación de acero de refuerzo por temperatura en las superficies expuestas a dichas variaciones.

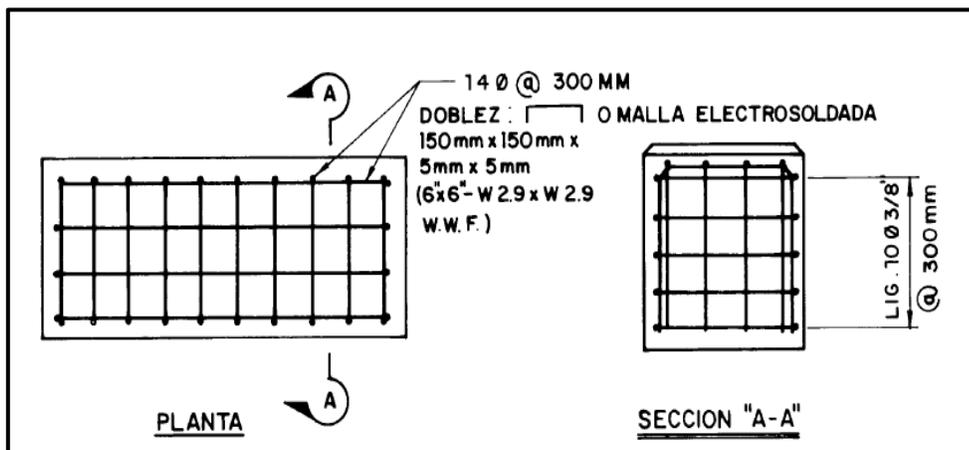


Figura 35. Esquemático Fundación Bombas y/o Compresores

Fuente: PDVSA (1991)

### Acero de refuerzo.

Para determinar el refuerzo de losas y zapatas macizas de espesor uniforme, el área mínima del acero de refuerzo a tracción en la dirección de la luz, será igual al que se requiere por retracción y temperatura (ecuación 65), conforme lo estipula la norma COVENIN (2006), donde “b” es la base unitaria (1 metro) y “d” la altura de la sección menos el recubrimiento de 0,075 m, seleccionando un valor mínimo de cuantía  $\rho$  en relación al tipo de acero el cual corresponde al de mallas de alambres lisos o resaltes electrosoldados para una cuantía de 0,0018.

$$A_{SMIN} = (0,0018)Bd \quad (\text{Ec.65})$$

$$A_{SMIN} = (0,0018)(100)(152,5) = 27,45 \text{ cm}^2$$

Se colocó acero de  $\varnothing 3/4$  pulgada con separación de 10 centímetros cuya área por metro lineal es  $28,40 \text{ cm}^2$  cumpliendo así con la mínima requerida.

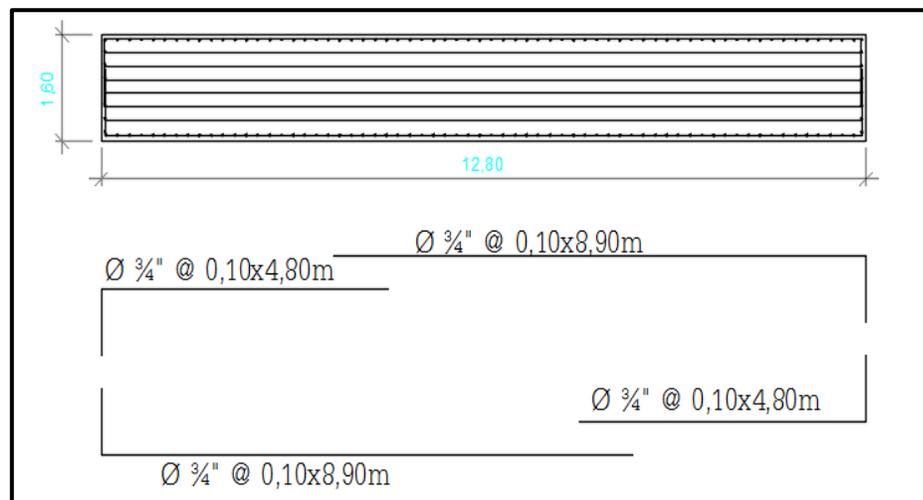


Figura 36. Detalle acero de refuerzo, corte A

Fuente: Autor.

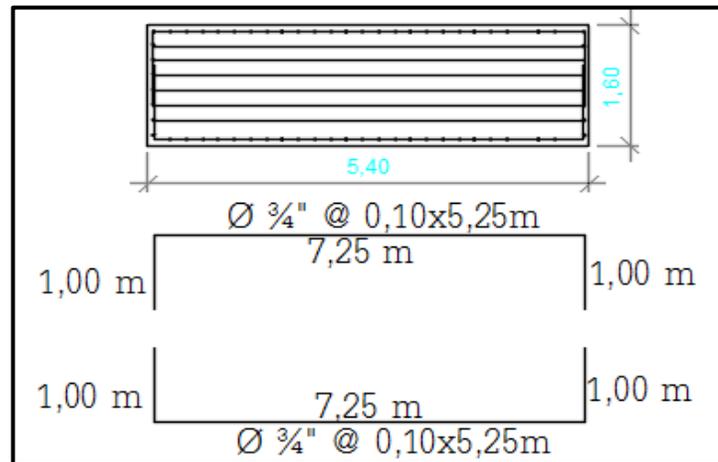


Figura 37. Detalle acero de refuerzo, corte B

Fuente: Autor.

Para la armadura transversal, se seleccionaron estribos de  $\varnothing 1/2$  pulgada cumpliendo con la separación máxima planteada por la norma ACI 318 (2014), entre los valores de la ecuación 66, donde “de” es el diámetro del estribo y “db” el diámetro de la barra del acero longitudinal. Para su selección debe considerarse el que la separación entre ligaduras no exceda la menor de las opciones.

$$S < \frac{16db}{48de} \quad (\text{Ec. 66})$$

$$S < \frac{16 \cdot 1,9}{48 \cdot 1,27} = 30,4 \text{ cm}$$

$$S < \frac{16 \cdot 1,9}{48 \cdot 1,27} = 60,96 \text{ cm}$$

Se colocaron estribos de  $\varnothing 1/2$  separados @30cm.

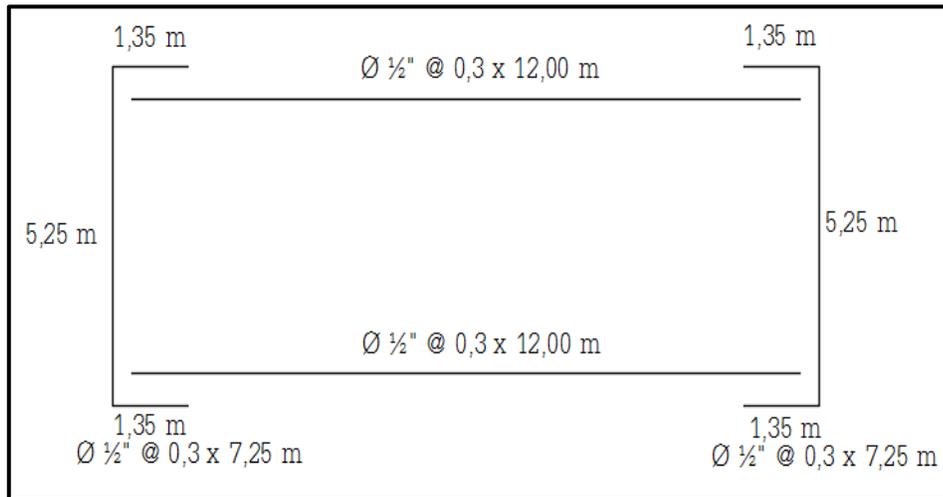


Figura 38. Acero transversal.

Fuente: Autor.

Tal como lo establece la norma PDVSA (1991), se incluirá barras de diámetro (#3) con una separación de @30cm intermedias entre el acero principal colocadas como se indica en la figura 39.

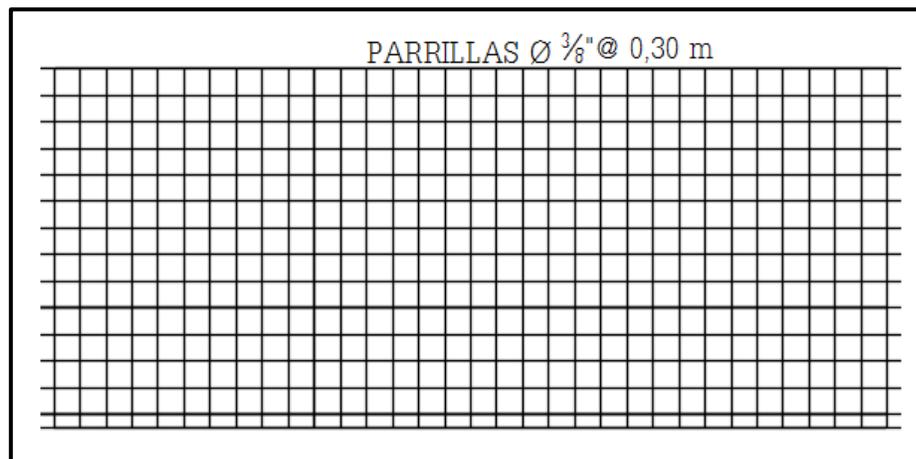


Figura 39. Malla de acero 3/8"

Fuente: Autor.

#### 4.2.9. Chequeo por corte.

El esfuerzo de corte mayorado ( $V_U$ ) se determinó mediante la ecuación 67, para ello se calculó la distancia crítica ( $d$ ), donde se produce el corte y se obtiene como se muestra a continuación:

$$d = d/2 + H_F - r \quad (\text{Ec.67})$$

$$d = \frac{0,30}{2} + 1,60 - 0,075 = 1,675m$$

A partir del esfuerzo cortante máximo ( $V_{MAX}$ ) que se obtuvo del análisis estructural que se observa en el anexo D, con un valor de 11,974 tn, se obtiene el esfuerzo cortante máximo de la sección ( $V_U$ ) es igual a:

$$\frac{B/2}{V_{MAX}} = \frac{d}{V_U} \quad (\text{Ec.68})$$

$$\frac{2,45}{11,974} = \frac{1,675}{V_u} \Rightarrow V_u = \frac{1,675 \cdot 11,974}{2,45}$$

$$V_u = 8,186 \text{ tn}$$

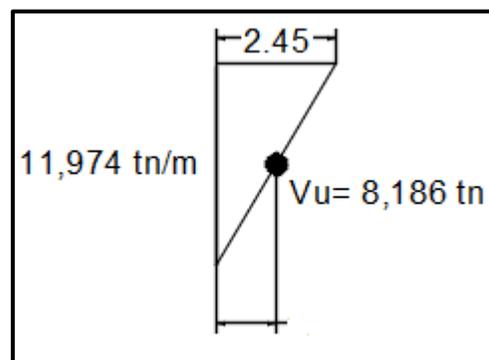


Figura 40. Determinación de esfuerzo cortante

Fuente: Autor.

Para comprobar si el corte es resistido en la sección, se debe cumplir que  $\phi V_c > V_u$ . La resistencia teórica al corte ( $\phi V_c$ ) se calculó utilizando la ecuación 69, donde  $\phi = 0,75$ .

$$\phi V_c = \phi 0,53 \overline{f'_c} b d \quad (\text{Ec.69})$$

$$\phi V_c = 0,75 \cdot 0,53 \cdot \overline{250} \cdot 100 \cdot 152,5 = 95846,65 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 95,84 \text{ tn}$$

$$\phi V_c > V_u$$

La función principal del chequeo por corte es determinar la altura del pedestal y conseguir su corte crítico, para este tipo de fundación las solicitaciones son menores debido a su gran tamaño, por lo tanto, esta deja de comportarse como viga. Sin embargo, se realiza la verificación establecida en la ecuación 32 para comprobar que la condición  $V_u \leq V_c$  cumple, lo que demuestra que la sección no está sometida a corte, es decir, que se absorbe el esfuerzo cortante que transmite la carga a la fundación.

#### 4.2.10. Modelado con SAFE.

Con el propósito de validar las dimensiones calculadas para la fundación, se realizó un modelo con el uso del software SAFE 2016 v16.0.0. El programa permite el cálculo y dimensionamiento de losas y cimentaciones con postensado a través de elementos finitos. En este apartado se realizará de manera ordenada el modelamiento de la fundación dimensionada en las páginas anteriores, cuyas características finales de forma se aprecian en la Figura 41. A continuación, se detallan los pasos indicados en el programa SAFE.

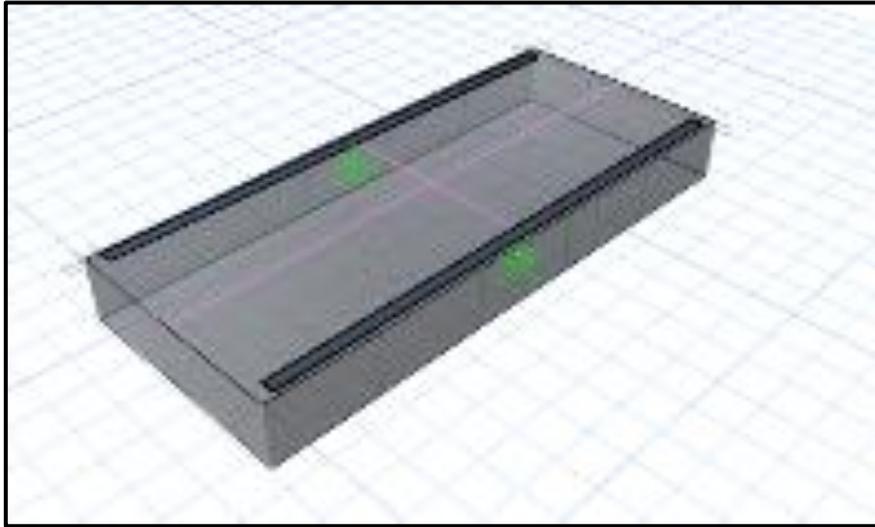


Figura 41. Modelado de la fundación en SAFE.

Fuente: Autor

Para dar inicio al modelamiento de la figura se ingresaron los datos necesarios, los cuales se muestran en la tabla 14, entre ellos las dimensiones de los elementos estructurales y calidad de los materiales, asimismo, se consideró una capacidad admisible del suelo de fundación de  $0,90 \text{ kg/cm}^2$ . En las figuras 42,43 y 44, se muestran los resultados obtenidos por el programa, al realizar el análisis y diseño de la fundación, para las condiciones de carga de servicio, relación demanda – capacidad de punzonado para condiciones ultimas definidas en el código ACI 318-14, respectivamente.

Tabla 14. Datos de entrada usados para el modelo en SAFE 2016.

DATOS	VALOR
Unidades	Kgf, cm, C
Resistencia del concreto (kgf/cm <sup>2</sup> )	250,00
Módulo de Elasticidad de concreto (kgf/cm <sup>2</sup> )	238.75 1,9633
Resistencia del Acero N-60 (kgf/cm <sup>2</sup> )	4200,0
Módulo de Elasticidad del Acero (kgf/cm <sup>2</sup> )	0 2,10x1 0 <sup>6</sup>
Módulo de Balasto (kgf/cm <sup>3</sup> )	1,00
Dimensiones del grout "Skid" (cm)	1220x3
Dimensiones de la fundación (cm)	0 1280x5
Espesor de zapata (cm)	40 160,00

Fuente: Autor.

De acuerdo al procedimiento ya descrito, en la figura 33 se muestran que las presiones de contacto del suelo de fundación están por debajo del límite admisible de 0,90 kg/cm<sup>2</sup>, lo que indica que las dimensiones de 12,80x5,40 m son las adecuadas. La Tabla 15 muestra las comparaciones y porcentajes de error obtenidos de ambos análisis, manuales y con el programa.

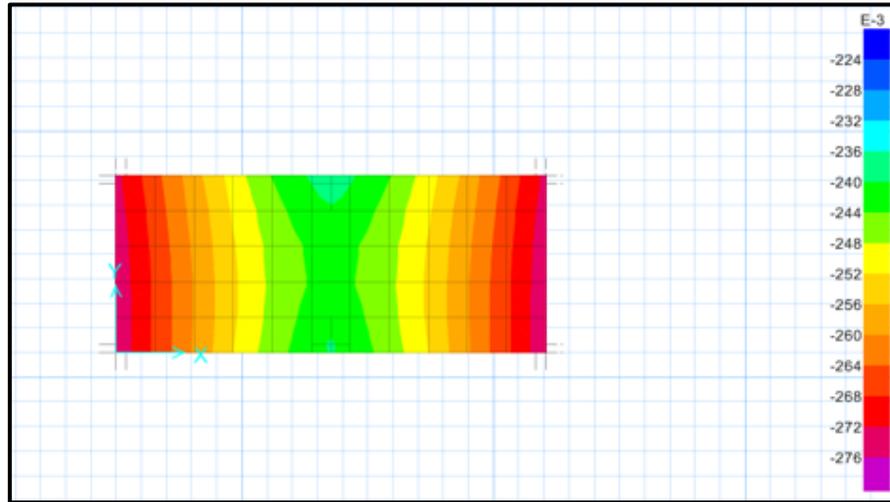


Figura 42. Esfuerzos máximos permitido por el suelo

Fuente: Autor.

Tabla 15. Comparación de resultados de esfuerzos sobre el suelo

CÁLCULO	ESFUERZOS SOBRE EL SUELO (kg/cm <sup>2</sup> )	
	$\sigma_{MAX}$	$\sigma_{MIN}$
CALCULADO	0,76	0,33
CON SAFE	0,238	0,275
% ERROR		

Fuente: Autor.

De igual manera, en la figura 43, observa ver que la máxima relación demanda capacidad por punzonado (0,026) es menor a la unidad, y el espesor de la zapata de 160 cm es apropiada para la exigencia de las solicitaciones. Finalmente, se verificó la cantidad mínima de acero de refuerzo longitudinal de la fundación, el cual indico que es de 94 y 223 cabillas de ½" respectivamente.

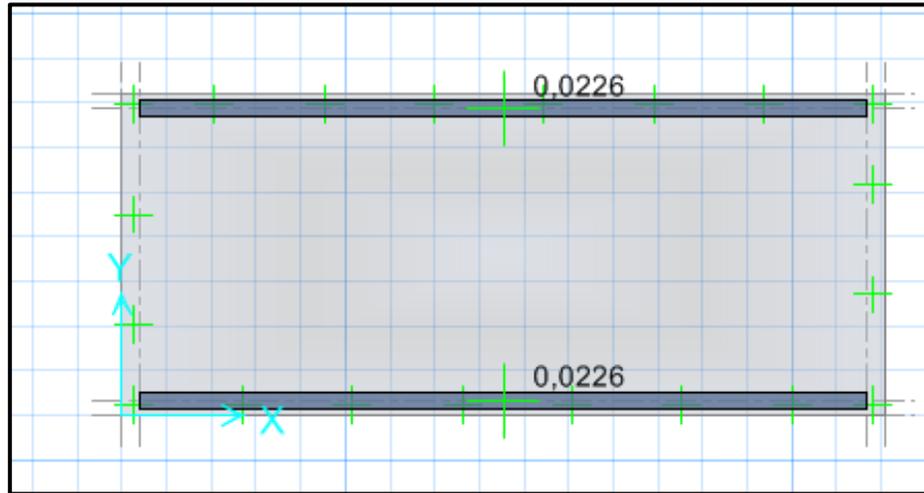


Figura 43. Verificación de corte por punzonamiento,  $D/C = 0,0226$ .

Fuente: Autor.



Figura 44. Acero de refuerzo

Fuente: Autor.

En conclusión, esta etapa se detalla en el Anexo B, donde está el resumen de los cálculos y del procedimiento completo utilizado con el programa SAFE 2016, para la fundación de los motocompresores de 5 MMPCGD, la cual sustenta los resultados mostrados durante el desarrollo presente capítulo.

**4.3. Efectuar el diseño hidráulico del sistema de recolección de aguas de lluvia y el de aguas contaminadas, bajo los criterios descritos en las normas PDVSA N° HE-251-PRT, la Gaceta Oficial 4044 y el MOP1967.**

El drenaje a ser considerado en este proyecto será el de las aguas contaminadas, para ello se determinará la cantidad de lluvia que cae sobre las losas de los diferentes equipos que posean brocal perimetral o canal con tapa de rejillas para contener el agua contaminada, los líquidos derramados considerados contaminados y el agua que se aplique durante un incendio. Las aguas contaminadas originadas en el área de proceso donde están ubicados los equipos, se conectarán al sistema de drenaje existente, fosa de condensados.

Este criterio de diseño se complementa con la Especificación de Ingeniería de PDVSA HE-251-PRT “Sistemas de Drenaje”, la cual establece los requerimientos mínimos de diseño de los sistemas de drenaje en las instalaciones de la Industria Petrolera, Petroquímica y Carbonífera Nacional, los cuales se presentan a continuación:

- ♦ La capa mínima de tierra que deberá existir sobre el nivel superior de cualquier tubería principal, lateral o sub-lateral, será 0,60 metros. La impermeabilidad de los sistemas de drenaje es indispensable a fin de evitar fugas que puedan desprender hidrocarburos y otros contaminantes, los cuales eventualmente alcanzarán el nivel freático, tras filtrarse en el suelo.
- ♦ El drenaje de estos efluentes se hará por tuberías subterráneas, en una red diseñada para que el flujo se realice por gravedad. Esta red

consiste en una tubería principal de drenaje, comunicada a los sumideros ubicados en las áreas de procesos, a través de tuberías laterales y sub-laterales.

- ♦ En cada área deberán existir suficientes sumideros a fin de poder evacuar el agua contra incendio y el agua de lluvia, evitando así la propagación de incendios e inundaciones. El sistema no podrá estar interconectado con el sistema de aguas negras. Deberá diseñarse considerando la dirección predominante del viento, la ubicación de equipos, a fin de ubicar el tanque principal de recolección de agua contaminada o separador.

#### **4.2.11. Gastos de Diseño. Procedimiento de Cálculo**

##### **Caudal de Diseño de las Aguas de Lluvia**

El cálculo del caudal debido al evento de lluvia (transportado por canales), se estimará a través del método racional, según lo establecido en la ecuación 33. La tasa de flujo del agua de lluvia se considerará en función de la intensidad máxima de ésta, del área individual de drenaje y de las características de la superficie de ésta. Esta tasa de flujo se obtendrá de la siguiente forma:

$$Q = C * I * A \quad (\text{Ec.33})$$

Donde:

- ♦ Los coeficientes de escorrentía estarán de acuerdo a lo indicado en la norma PDVSA (1995), este se obtiene en base al tipo de superficie donde ocurre el evento, en este caso se utilizará  $C = 1,00$ , el valor indicado para áreas pavimentadas de asfalto o concreto.
- ♦ El período de retorno a considerar será de 10 años.

- ♦ El tiempo de duración mínimo de la lluvia según Norma PDVSA (1995), será de 15 minutos.
- ♦ Para la selección de la intensidad de lluvia de diseño, se considera la curva de Intensidad Duración y Frecuencia publicadas por la Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas en su manual de Drenaje, correspondiente a la Región III (Figura 45), de donde se obtiene, para el periodo de retorno y tiempo de concentración establecidos, una intensidad de  $I = 390$  lps/Ha.

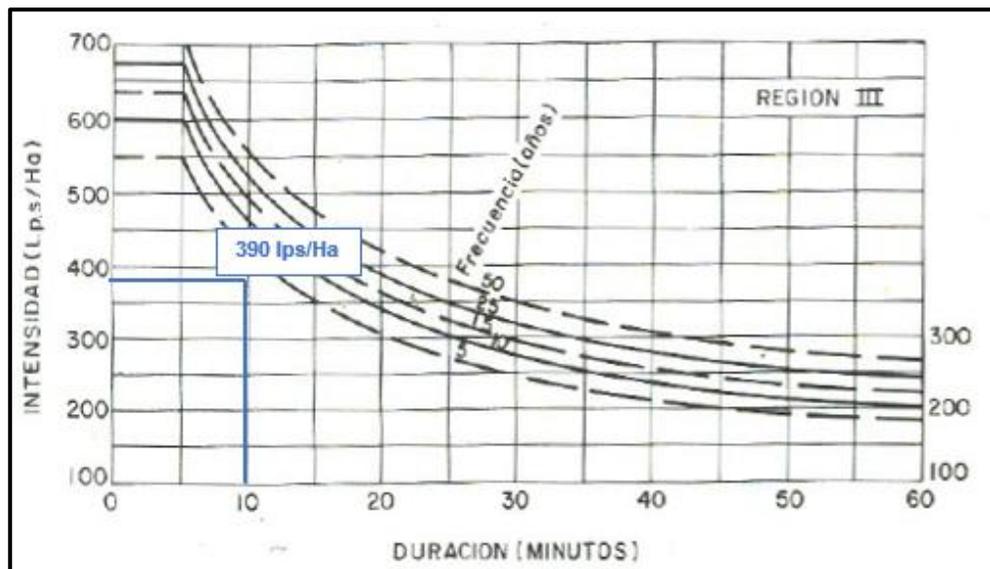


Figura 45. Curva de intensidad, Duración y Frecuencia. Región III.

Fuente: Manual de Drenaje M.O.P. (1967). Modificado por el Autor.

Para realizar el diseño de los canales se determinó el caudal más desfavorable, para ello se dividió el área de los canales en tramos, en la figura 46 se observan los puntos que conforman los tramos, los cuales se establecieron de la siguiente forma: tramo 1 (V-01 – V-02), tramo 2 (V-03 – V-04) y tramo 3 (V-05 – V-06) en la tabla 16 se observan los resultados.

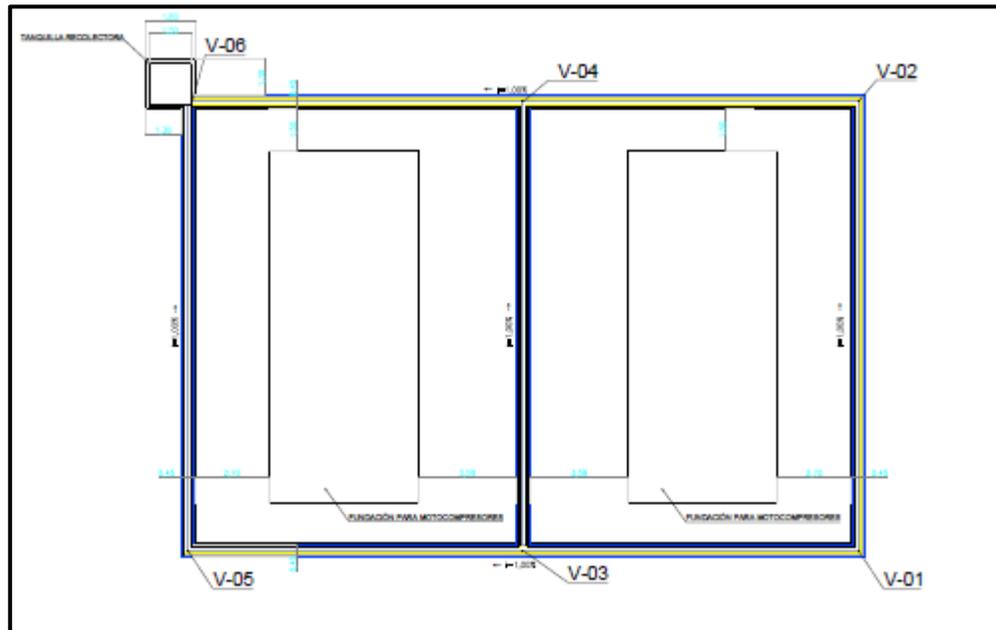


Figura 46. Tramos del canal de drenaje.

Fuente: Autor.

- ◆ Para efectos de los cálculos hidráulicos de la presente memoria de cálculo, no se considerarán los gastos de procesos por formar éstos parte de un sistema totalmente independiente asociado al sistema de bombeo.
- ◆ El caudal de agua contra incendio a drenar será el 60% del valor calculado según la sección 6.2 de la Norma PDVSA IR-M-03, donde para plantas compresoras de gas en tierra firme, la tasa de aplicación de agua será de 0,25 gpm/pie<sup>2</sup> de área de piso.

Considerando los datos obtenidos se procede a sustituir los valores correspondientes en la ecuación 33 y los resultados los tenemos a continuación:

Tabla 16. Gasto de Agua de lluvia.

AGUA DE LLUVIA					
TRAMO		AREA TRIBUTARIA PARA CANAL	C	I	GASTO (Lps)
Inicio	Final				
V-01	V-02	0,0092	1,00	390	0,0036
V-03	V-04	0,0185	1,00	390	0,0072
V-05	V-06	0,0092	1,00	390	0,0036

Fuente: Autor.

Tabla 17. Gasto de Agua contra Incendio.

AGUA CONTRA INCENDIO		
Caudal de agua contra Incendio	0	gp
	,25	m/pie2
<b>Equipo a enfriar</b>		
Ancho del Equipo	5	
	,4	m
Longitud del Equipo	1	
	2,8	m
Altura del Equipo	5	
	,6	m
Superficie total a enfriar	2	m
	72,96	3/s
Caudal de Diseño Agua Contra Incendio, QACI	0	m
	,046	3/s
QCI=0,60*QACI	0	m
	,0278	3/s

Fuente: Autor.

El caudal máximo tomado para el cálculo de la capacidad de la tanquilla de aguas contaminadas será el caudal de diseño que se genera en el área de Motocompresores y demás equipos conectado a la red de aguas contaminadas, es decir, que el diseño de los canales se realizará con el caudal más desfavorable para que en caso de un imprevisto se considera que la tanquilla de recolección de aguas contaminadas no se colmará su capacidad, siendo este  $0,0278 \text{ m}^3/\text{seg}$

#### **4.2.12. Capacidad de la Tubería de Aguas Contaminadas**

El cálculo de las capacidades de las tuberías de drenaje de las aguas contaminadas se realiza mediante la ecuación (Ec. 35) mencionada en el punto 2.2.2.6 y la velocidad se calculará con la ecuación (Ec. 38) del presente documento.

- ♦ Los canales abiertos se construirán en concreto armado.
- ♦ Las dimensiones del canal, se establecerán conforme a los cálculos hidráulicos correspondientes.
- ♦ El canal abierto deberá vaciarse monolíticamente, junto con el sumidero en el cual desemboque. En el caso de uniones del relleno de la base de un tanque con un canal abierto, éstas deberán ser impermeables.
- ♦ El piso del canal abierto, deberá tener una pendiente mínima del 1% hacia el sumidero.

Para el diseño de las tuberías del sistema de drenaje, la capacidad a sección plena se establecerá por la ecuación de Manning (Ec.35), del mismo modo la sección llena a considerar, será equivalente al 70% del diámetro del conducto y para este, el caudal será el máximo estimado ( $Q_d$ ). El gasto mínimo a considerar para el dimensionado de las mismas será de 1900 L/min partiendo de cada sumidero y el diámetro interno nominal no será menor de 150 milímetros.

#### **4.2.13. Diseño del canal/colector**

##### **Forma geométrica**

Se diseñará secciones rectangulares con la idea de garantizar un flujo más uniforme, es recomendable garantizar que:

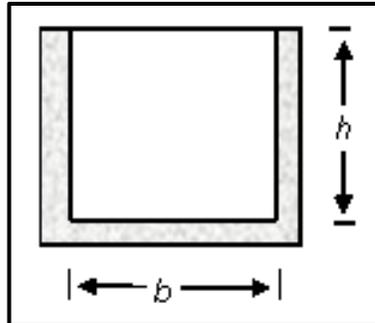


Figura 47. Forma geométrica del canal/colector.

Fuente: Autor.

Se tomará como premisa de diseño un ancho de canal de  $b = 0,25$  m

### Diseño de sección

Para el diseño se considerará el área de la parcela a drenar, los caudales que transitan por cada una de las secciones serán dadas por el caudal más desfavorable, tal y como se muestra a continuación:

### Caudal de diseño

$$Q_d = 0,0278 \text{ m}^3/\text{seg}$$

### Profundidad crítica

Para evitar resaltos se hace necesario mantener el flujo en régimen subcrítico, es decir, con números de Froude a 0,70; para ello la altura de agua en el canal debe ser superior a la profundidad crítica  $y_c$ .

La profundidad crítica para cada una de las secciones de canal se diseñará considerando los caudales que por ella transitan. Para canales de sección rectangular, la profundidad crítica se expresa según lo indica la

ecuación 41. Sin embargo, se determinará primero el gasto por unidad de longitud, tal como lo indica la ecuación 42 y se muestra a continuación:

$$q = \frac{0,0278}{0,25} = 0,11 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} \quad (\text{Ec.42})$$

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{0,11^2}{9,81}} = 0,107 \text{ m} \quad (\text{Ec.41})$$

### Velocidad mínima de diseño

La velocidad mínima de diseño será de 0,90 m/seg (según el manual de Drenaje del MOP). Haciendo uso de la ecuación de continuidad obtenemos el área necesaria de la sección para mantener la velocidad para el caudal de diseño.

$$A_d = \frac{Q_d}{v_d} \quad (\text{Ec.70})$$

$$A_d = \frac{0,0278}{0,90} = 0,031 \text{ m}^2$$

### Perímetro mojado crítico

$$P = b + 2y_c \quad (\text{Ec.71})$$

$$P = 0,25 + 2 \cdot 0,11 = 0,47 \text{ m}$$

### Radio hidráulico crítico

$$R_c = \frac{0,031}{0,47} = 0,065 \text{ m} \quad (\text{Ec.39})$$

### Pendiente crítica

Todos los valores obtenidos están por encima de las pendientes mínimas recomendadas por la norma PDVSA HE-251 (donde establece que la pendiente mínima es 0,01) y por el manual de drenaje del MOP (donde la pendiente mínima es 0,02)

Para limitar la profundidad de la excavación limitaremos la pendiente al valor de la pendiente mínima de 0,02, sustituyendo las variables en la ecuación 40, tenemos:

$$S_c = \frac{0,016(0,00278)}{(0,031) 0,065^2} = 0,0481 \quad (\text{Ec.40})$$

### Velocidad para pendiente mínima

$$V_c = \frac{0,065^2 0,02^1}{0,016} = 1,429 \text{ m/seg} \quad (\text{Ec.38})$$

La velocidad obtenida en todas las secciones se mantiene por encima de la mínima ( $V_{min} = 0,90 \text{ m/s}$ ) según el Manual de Drenaje del MOP.

### Caudal de una sección

Para determinar el caudal de una sección se utilizará la ecuación 36, donde el área de una sección  $A$ , es igual a:

$$A_c = \pi \frac{\phi^2}{4} = 1,96 \cdot 10^{-3} \quad (\text{Ec.37})$$

$$Q_c = 1,429 \cdot 1,96 \cdot 10^{-3} = 0,00280 \text{ m}^3/\text{seg} \quad (\text{Ec.36})$$

En base a los caudales obtenidos se dimensionaron los canales del sistema de drenaje de aguas contaminadas, los resultados están reflejados en la tabla 18, que se muestra a continuación.

Tabla 18. Características del Canal de Drenaje.

Tramo	Tipo de canal	Ancho b (m)	Altura h (m)	Pend. Long. P(%)	$\eta$	Altura Agua $y_c$	Velocidad (m/s)
Motocompresor	Rect.	0,25	0,25	2,00	0,016	0,11	1,43

Fuente: Autor.

En la Tabla 19 se muestran los resultados obtenidos en cuanto a los elementos hidráulicos de las tuberías, empleando lo establecido en las bases y criterios de diseño de este proyecto.

Tabla 19. Elementos hidráulicos en la tubería.

Área o sector	Qd (L/s)	S (%)	Ø (pulg)	Am (m)	Pm (m)	Rc (m)	Vc (m/s)	Qc (L/s)
Motocompresor	27,80	4,00	10"	0,031	0,47	0,065	1,43	28,00

Fuente: Autor.

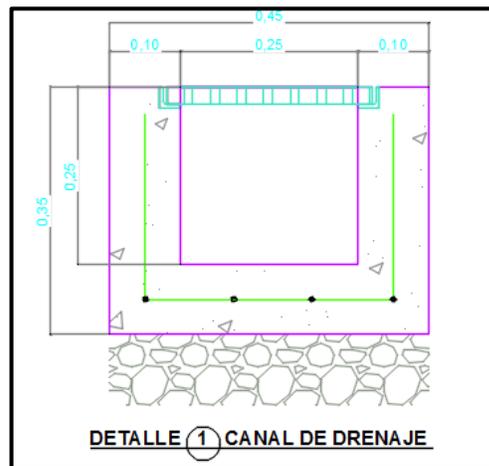


Figura 48. Detalle de canal de drenaje.

Fuente: Autor.

### Capacidad de la Tanquilla Recolectora de Aguas Contaminadas

El caudal máximo tomado para el cálculo de la capacidad de la tanquilla de aguas contaminadas será el caudal de diseño que se genera en el área de Motocompresores y demás equipos conectado a la red de aguas contaminadas, es decir, que en caso de un imprevisto se considera que la tanquilla de recolección de aguas contaminadas no se colmará su capacidad.

Tabla 20. Diseño de la tanquilla

Tiempo de retención	Tr	5,00 min
Volumen total a retener	Volt r	8,339 m <sup>3</sup>
Longitud total del canal	Long canal	71,65 m
Volumen retenido por el canal	Vol. Canal	4,48m <sup>3</sup>
Volumen retenido por la Tanquilla	Vol. Tanquilla	3,86 m <sup>3</sup>

Fuente: Autor.

Considerando que existe un sistema de recolección de aguas en el área, la tanquilla se establece con las siguientes dimensiones:

Tabla 21. Dimensiones de la tanquilla

LADO A (m)	LADO L (m)	ALTURA h (m)
1,50	1,50	1,80

Fuente: Autor.

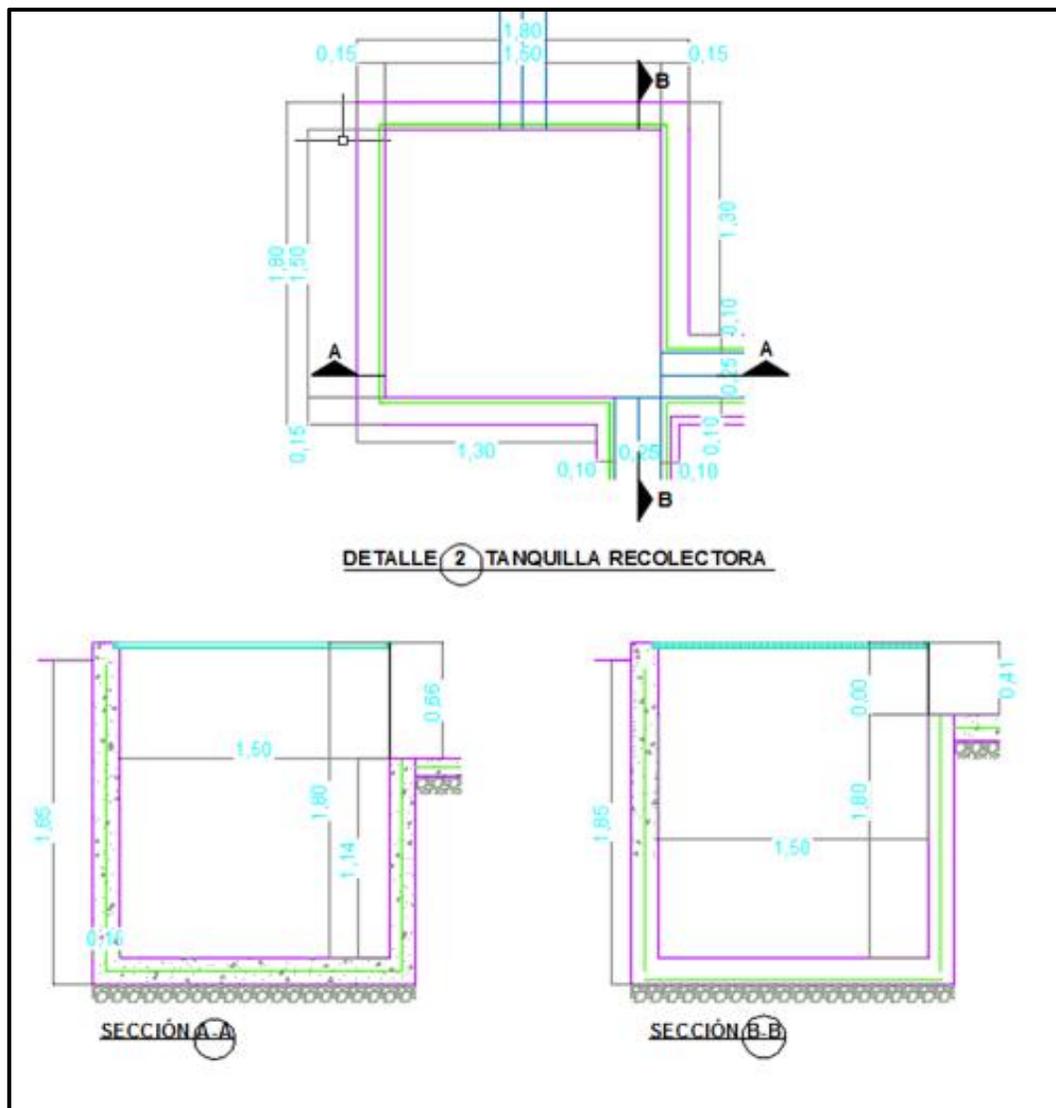


Figura 49. Tanquilla recolectora.

Fuente: Autor.

#### **4.4. Realizar planos de ingeniería de detalle bajo los estándares de Petróleos de Venezuela S.A. (PDVSA), con la ayuda del programa comercial AutoCAD 2017.**

En complemento de esta etapa, para la realización de estos planos fue utilizado como base el programa “Autocad 2017”. Existen diversas normas disponibles para la elaboración de planos, que datan de la época en que los planos se realizaban de manera manual. Las normas internacionales ISO y DIN, tienen una gran cantidad de publicaciones relacionados con la realización de planos, y cada uno especifica las características de cada parte de un plano y la manera más idónea para llevarla a cabo. Ambas normas pueden diferir en aspectos específicos, pero sus lineamientos generales se rigen por los mismos patrones, tanto de elaboración como de procedimiento.

En el presente proyecto se tomó en consideración, el manual elaborado por el Ministerio de Obras Públicas (MOP), titulado Instrucciones para la elaboración de planos para edificios (1962 tomo I y 1969 tomo II). Es una norma muy completa y explica detalladamente y paso a paso el procedimiento a seguir para elaborar planos estructurales que son necesarios para llevar a cabo la elaboración de un proyecto, así como también, los usos prácticos de ingeniería. En este proyecto se elaboraron una serie de planos que se pueden visualizar en Anexo E, para un total de cuatro (3) láminas en formato doble carta. Se diseñaron de la siguiente manera:

- ◆ Plano de demolición
- ◆ Plano de fundaciones

- ♦ Plano de drenaje

#### **4.5. Preparar los análisis de precios unitarios y el presupuesto de obra, mediante el programa comercial Maprex.**

El costo total de la obra fue calculado a través del software de cálculo Maprex v. 1.7.7.9.2., el resultado obtenido para el costo de la obra planteada, no es nada más que la demostración de los costos en que se incurren al realizar una actividad específica, dentro del proceso de construcción de la obra más el correspondiente valor por el manejo o administración de recursos y materiales inherentes al proceso y el justo valor de la utilidad por la ejecución de dicha actividad.

Es importante destacar que el presupuesto está conformado por un total de 27 partidas. Los APU se calcularon con precios referenciales de la zona actualizados a febrero de 2020, junto con el costo de mano de obra según lo indicado por la cámara de la constitución para esa misma fecha, con prestaciones sociales de 416%, gastos administrativos de 15% y utilidad de 10%. El presupuesto total de la obra tiene una cifra de 9.402.741.393,44 el mismo puede apreciarse en la sección de anexos.

Una vez cuantificada las cantidades de obra a ejecutar, fueron ingresadas las partidas a utilizar para la estructuración del presupuesto y posteriormente se generará el análisis de precios unitarios y obtener el monto total del proyecto. En este análisis de costos se demuestra el precio unitario de cada partida en un lapso de tiempo y espacio dado, tales como los costos directos de cantidad y costos de los materiales, equipos, mano de obra, bonos y prestaciones sociales y los gastos indirectos como gastos

administrativos, utilidades e impuestos municipales, seguro social obligatorio referenciales a la fecha del presente trabajo.

## **CAPITULO V.**

### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

#### **5.1. Conclusiones.**

- ♦ Se realizó un levantamiento planialtimétrico mediante visitas al sitio de estudio para conocer información sobre la extensión, dimensiones y áreas disponibles; obras de infraestructura y servicios existentes en dichas zonas, para proyectar la incidencia y las modificaciones de las mismas con la elaboración e implantación del presente proyecto y posibles demoliciones.
  
- ♦ Para realizar el cálculo de los motocompresores de 5 MMPCGD para la planta compresora Soto, es imprescindible conocer las características del equipo, ya que las dimensiones definitivas están determinadas en función a la relación del volumen 3:1 del equipo, esas dimensiones nos permiten minimizar las vibraciones en la fundación y los agrietamientos a largo plazo, es por ello que el dimensionamiento y el cálculo de la fundación está determinada con dichos parámetros, mas no está supeditado a la resistencia de los elementos. Por otra parte, es indispensable conocer las condiciones geotécnicas del sitio, ya que, que permiten determinar el tipo de soporte adecuado para las condiciones bajo las cuales estará sometida la fundación,
  
- ♦ Adicionalmente, el modelado de la fundación y su respectiva simulación a través del programa SAFE 2016 V000, permitió conocer

las posibles respuestas ante las acciones y condiciones establecidas,  
además de

verificar las dimensiones y refuerzos determinados para los elementos de la fundación; comparando los resultados finales del programa con los obtenidos de los cálculos analíticos.

- ♦ La parte constructiva es importante al momento de realizar el diseño de una cimentación y considerar obras complementarias que acompañen a la misma, por tal motivo se consideraron los criterios establecidos los manuales de ingeniería de diseño de PDVSA y del manual de drenaje MOP, para así establecer un sistema de drenaje que satisficiera las necesidades requeridas.
- Durante el proceso de elaboración de los planos de ingeniería, se aplicaron las consideraciones y criterios establecidos en la norma (MOP) titulado Instrucciones para la elaboración de planos para edificios (1962 tomo I y 1969 tomo II), aunque la mencionada norma MOP tiene más de 70 años de su publicación inicial, todos sus criterios han mantenido validez, por lo que representa la mejor guía o instructivo para presentar planos arquitectónicos y estructurales. Cabe destacar que se usó el software Autocad 2017 para la realización de planos de arquitectura y planos estructurales de ambos techados.

## **5.2. Recomendaciones.**

- ♦ La localización del proyecto debe ser tomada muy en cuenta, pues de esta dependen factores importantes en el diseño civil y estructural. Se recomienda dar mejor aprovechamiento de los espacios y minimizar el impacto sobre las instalaciones existentes. Además de agregar un muro contra fuego como medida de prevención, debido a que no se cumplen con las distancias mínimas requeridas.

- ♦ En el diseño se deberá hacer referencias y consultas a normas extranjeras, las cuales puedan proveer criterios complementarios y específicos para el desarrollo de actividades asociadas a la industria petrolera.
  
- ♦ En la etapa de desarrollo y construcción, se deberá elaborar los planos de fabricación para una mejor comprensión del proyecto y desarrollar un plan del proceso de construcción y montaje, para minimizar los riesgos asociados al izado de las vigas en el sitio de la obra.
  
- ♦ Realizar las especificaciones técnicas y cómputos métricos para futura contratación de la obra.

## BIBLIOGRAFÍA

- Arias, F, (2006). *El proyecto de investigación. Guía para su elaboración*. (6<sup>a</sup> ed.). Caracas, Venezuela: Episteme.
- 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)*. Virginia: American Society of Civil Engineers
- ASCE (2011). *Cargas de viento en la petroquímica y otras instalaciones industriales*. Virginia: American Society of Civil Engineers
- Carvajal, J. (2010). *Aplicación de método de diseño LFRD contemplado en norma COVENIN 1618-1998 con utilización del programas SAAP2000 al diseño estructural de una nave industrial para planta piloto de producción de arrabio y/o hsd, en C.V.G ferrominera Orinoco, C.A. Puerto Ordaz, estado Bolívar*. Tesis de pregrado no publicado. Universidad de Oriente, Ciudad Bolívar, Venezuela.
- COVENIN (2001). *Edificaciones sismorresistentes. Parte 1*. COVENIN (1756-1:2001). Caracas: Comisión Venezolana de Normas Industriales.
- COVENIN (2002). *Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones*. COVENIN (2002-88). Caracas: Comisión Venezolana de Normas Industriales.
- COVENIN (2003). *Acciones de viento sobre las construcciones*. COVENIN (2003-89). Caracas: Comisión Venezolana de Normas Industriales.
- COVENIN (2006). *Proyecto y construcción de obras en concreto estructural*. COVENIN (1753-06). Caracas: Comisión Venezolana de Normas Industriales.
- Ministerio de Obras Públicas. (1967). *Manual de drenaje*. Caracas, Venezuela.
- Ministerios de sanidad y asistencia social y del desarrollo urbano. (1988). *Gaceta Oficial de la República de Venezuela, 4044. (Extraordinario), 08-09-88*.
- Ortega, M., & Ortigoza, E. (2009). *Automatización del cálculo para fundaciones aisladas superficiales sometidas a vibraciones inducidas*

*por motores acoplados o compresores o bombas centrifugas y reciprocantes.* Tesis de pregrado no publicado. Universidad Rafael Urdaneta. Maracaibo, Venezuela.

PDVSA. (1983). Manual de Ingeniería de Diseño. Manual de Diseño. Petróleos de Venezuela. PDVSA. Venezuela.

Salazar, J. (2013). *Cálculo y diseño de cimentaciones para equipos y maquinaria presentes en una facilidad de producción petrolera.* Tesis de pregrado no publicado. Escuela Politécnica del Ejército. Sangolquí, Ecuador.

Vásquez, L. (2.000) "*Diseño y construcción de cimentaciones*". Libro en digital. Universidad Nacional de Colombia, Facultad de minas, Sede Medellín.

**METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y  
ASCENSO:**

**Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 1/6**

<b>Título</b>	“Diseñar las facilidades civiles involucradas en la instalación de dos (2) motocompresores de 5 MMPCGD, en planta compresora soto de petrolera Bielovenzolana, s.a.”
<b>Subtítulo</b>	

Autor(es)

<b>Apellidos y Nombres</b>	<b>Código CVLAC / e-mail</b>	
Carvajal León, Asmirian Del Valle	<b>CVL AC</b>	24.228.669
	<b>e- mail</b>	asmirian5@gmail.com
	<b>e- mail</b>	
	<b>CVL AC</b>	
	<b>e- mail</b>	
	<b>e- mail</b>	

Palabras o frases claves:

diseño
fundaciones
drenaje.
cálculo

## Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 2/6

Líneas y sublíneas de investigación:

Área	Subárea
Escuela de ingeniería y ciencias aplicadas	Ingeniería civil

Resumen (abstract):

### Resumen

El objetivo principal de este trabajo de investigación es el diseño de las facilidades civiles involucradas en la instalación de dos (2) motocompresores de 5 MMPCGD, en la planta Compresora Soto, ubicada al sureste de la ciudad Anaco, Edo. Anzoátegui, Venezuela. Considerando el gran campo que abarca la obra civil dentro de la industria petrolera, se enfoca en las fundaciones aisladas superficiales sometidas a vibraciones inducidas por motores acoplados a compresores centrifugas o reciprocantes. Se establecieron los criterios para el diseño de las fundaciones en mención, los cuales son suministrados por la industria PDVSA en sus manuales de ingeniería de diseño, Fondonorma 1753-2006 y ACI 318-14. Se desarrollo 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 la empresa con datos provenientes directamente del sitio de estudio. Finalmente, como aporte, este trabajo cita puntualmente los pasos a seguir previos al cálculo de fundaciones de equipo estático y dinámico, y del cálculo del sistema de drenaje para la misma, además de pequeñas consideraciones empleadas el en uso del software SAFE 2016 para este efecto, asimismo se describe el análisis de precios unitarios (APU) y la elaboración de los planos de ingeniería de detalle.

## Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 3/6

Contribuidores:

Apellidos y Nombres	ROL / Código CVLAC / e-mail										
<b>Daniel Cabrera</b>	<b>ROL</b>	C	A	TU	X	JU					
		A	S								
	<b>CVLAC</b>	Ci: 17.421.606									
	<b>e-mail</b>	Danieldjc1986@gmai.com									
	<b>e-mail</b>										
<b>Jhonatan A. Martínez G.</b>	<b>ROL</b>	C	A	TU		JU	X				
		A	S								
	<b>CVLAC</b>	C.I 15.376.400									
	<b>e-mail</b>	Jhonatanmartinez@udo.edu.ve									
	<b>e-mail</b>										
<b>Carlos E. Cermeño</b>	<b>ROL</b>	C	A	TU		JU	X				
		A	S								
	<b>CVLAC</b>	Ci: 8.494.906									
	<b>e-mail</b>	carloscermeño@hotmail.com									
	<b>e-mail</b>										

Fecha de discusión y aprobación:

Año	Mes	Día
20 20	1 1	06

Lenguaje: **SPA**

## Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 4/6

Archivo(s):

Nombre de archivo	Tipo MIME
TrabajoGrado AsmirianC.docx	Application/word

### **ALCANCE**

#### **ESPACIAL:**

(OPCIONAL)

#### **TEMPORAL:**

(OPCIONAL)

### **TÍTULO O GRADO ASOCIADO CON EL TRABAJO:**

Ingeniero Civil

### **NIVEL ASOCIADO CON EL TRABAJO:**

Pregrado

### **ÁREA DE ESTUDIO:**

Escuela De Ingeniería Y Ciencias Aplicadas

### **INSTITUCIÓN:**

Universidad De Oriente – Núcleo De Anzoátegui / Extensión Centro - Sur  
Cantaura

# Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 5/6



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.

Comunicación que hago a usted a los fines consiguientes.

UNIVERSIDAD DE ORIENTE  
SISTEMA DE BIBLIOTECA  
RECIBIDO POR *[Signature]*  
FECHA 5/8/09 HORA 5:30

Cordialmente,

*[Signature]*  
**JUAN A. BOLANOS CUNPEL**  
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 Teleinformática, Coordinación General de Postgrado.

JABC/YGC/maruja

## Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 6/6

**Artículo 41 del REGLAMENTO DE TRABAJO DE PREGRADO (vigente a partir del II Semestre 2009, según comunicación CU-034-2009):** “Los trabajos de grados son de la exclusiva propiedad de la Universidad de Oriente, y solo podrá ser utilizados para otros fines con el consentimiento del Concejo de Núcleo respectivo, quien deberá participarlo previamente al Concejo Universitario, para su autorización”.

---

Carvajal León, Asmirian Del Valle

**AUTOR**

---

Prof. Daniel Cabrera

**TUTOR**