

**UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE BOLÍVAR
ESCUELA DE CIENCIAS DE LA TIERRA
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL**



APLICACION DEL MÉTODO DE DISEÑO LRFD (LOAD REDUCTION, FACTOR DESIGN) CONTEMPLADO EN NORMA COVENIN 1618-1998 CON UTILIZACION DEL PROGRAMA SAP2000 AL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL PARA PLANTA PILOTO DE PRODUCCIÓN DE ARRABIO Y/O HRD, EN C.V.G FERROMINERA ORINOCO, C.A. PUERTO ORDAZ, ESTADO. BOLÍVAR.

**TRABAJO FINAL DE GRADO
PRESENTADO POR EL BACHILLER
JUAN C., CARVAJAL G. PARA
OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO
CIVIL**

CIUDAD BOLIVAR, JUNIO DEL 2010

HOJA DE APROBACIÓN

Este trabajo de grado, titulado “**APLICACIÓN DEL MÉTODO DE DISEÑO LRFD (LOAD REDUCTION, FACTOR DESIGN) CONTEMPLADO EN NORMA COVENIN 1618-1998 CON UTILIZACION DEL PROGRAMA SAP2000 AL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL PARA PLANTA PILOTO DE PRODUCCIÓN DE ARRABIO Y/O HRD, EN C.V.G FERROMINERA ORINOCO, C.A. PUERTO ORDAZ, ESTADO. BOLÍVAR**”, presentado por la bachiller **JUAN CARLOS CARVAJAL GUZMAN**, ha sido aprobada de acuerdo a los reglamentos de la Universidad de Oriente, por el jurado integrado por los profesores:

Nombres:

Firmas:

Profesor Carlos Grus
(Asesor académico)

Profesor Jacques Edlibi

Jefe del Departamento de Ingeniería Civil

Ciudad Bolívar, Junio del 2010

DEDICATORIA

Doy gracias en primer lugar A MI DIOS, sin su guía hubiese sido imposible cumplir y alcanzar mí meta principal.

A la Memoria de mi hermano José Joel Carvajal Guzmán, se que te hubiese gustado estar conmigo en este momento tan maravilloso y hubiese estado orgulloso de mi. A tu memoria dedico mi trabajo de grado y desde el cielo se que estas feliz y cuidándome. Te amaré por siempre y en mis pensamientos siempre estarás.

A Mis Padres, Juan Carvajal y Yajaira de Carvajal, por ser los robles fundamentales de mi vida y fuentes de inspiración, gracias por todos los apoyos que dieron oportunamente en el transitar de mi vida, los amo.

A Mi Hermano, Jair Jesús Carvajal, por haberme guiado y dado apoyo en todos los momentos que mas necesitaba. Te quiero mucho.

Juan Carvajal

AGRADECIMIENTOS

A Dios Todopoderoso nuevamente, por guiarme y acompañarme en todo momento

A la “Casa más Alta”, la Universidad de Oriente, Núcleo Bolívar, por la educación adecuada que me brindó.

A la empresa CVG FERROMINERA ORINOCO C.A., por haber permitido realizar este Trabajo de Grado modalidad pasantía en sus instalaciones.

A mi Tutor Académico, profesor Carlos Grus, por ayudarme diligentemente, con sus conocimientos y experiencia que contribuyeron para la buena ejecución del trabajo de grado.

A mis Amigos el Ingeniero Héctor González y Ingeniero Gabriel Navas e Ingeniera Olimar Bolívar, Licenciada Lesly Mendoza y Karla Basanta, gracias por todo lo recibido.

Finalmente, a todas aquellas personas que de alguna u otra manera contribuyeron, me motivaron y ayudaron a finalizar mi trabajo de grado.

RESUMEN

Este trabajo de investigación tiene como objetivo general “Aplicar el método de diseño LRFD(load reduction, factor design) contemplado en la Norma COVENIN 1618-1998 con la utilización del programa SAP2000 al diseño estructural de una nave industrial para planta piloto de producción de arrabio y/o HRD, en C.V.G FERROMINERA ORINOCO, C.A. Puerto Ordaz, Estado. Bolívar”, cumpliéndose a su vez una serie de objetivos específicos.

La investigación se llevó a cabo de acuerdo a los parámetros de diseño de investigación documental de campo y tipo de investigación proyectiva por que se intenta plantear alternativas que optimicen un diseño integral y seguro, implementado a la nave industrial para la producción de Arrabio y/o HRD mediante la utilización del programa Sap2000. Se establecieron los parámetros necesarios para las sollicitaciones de carga así como las características principales de los distintos tipos de materiales utilizados en la estructura; también se determinaron los parámetros requeridos por el programa Sap2000 para establecer el modelo matemático y a su vez aplicar este software para el diseño estructural, se realizo el diseño de las fundaciones de la nave industrial, cuyo dimensionado de zapata fueron de 2,40x1,80x0,30m y 0,80x0,60x3m de pedestal para fundaciones aisladas tipo F_1 . Las fundaciones aisladas tipo F_2 le corresponde a la zapata el dimensionado siguiente 1,00x1, 00x0, 30m y 0,60x0, 30x0, 90m para el pedestal.

CONTENIDO

HOJA DE APROBACIÓN	II
DEDICATORIA.....	III
AGRADECIMIENTOS.....	IV
RESUMEN	V
CONTENIDO	VI
LISTA DE FIGURAS	X
LISTA DE TABLAS	XII
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO I	4
SITUACIÓN A INVESTIGAR.....	4
1.1.-PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	4
1.2.- OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	7
1.2.1.- <i>Objetivo general</i>	7
1.2.2.- <i>Objetivos específicos</i>	8
1.3.- JUSTIFICACIÓN	8
1.4.- ALCANCE DEL TRABAJO	9
CAPÍTULO II.....	10
GENERALIDADES	10
2.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA DE LA EMPRESA	10
2.2 ACCESO AL ÁREA.....	12
2.3 RESEÑA HISTÓRICA	12
2.4.- FILOSOFÍA DE GESTIÓN.....	14
2.4.1 <i>Política de la Calidad</i>	14
2.4.2 <i>Misión</i>	14
2.4.3 <i>Visión</i>	15

2.4.4 Valores	15
2.5 OBJETIVOS DE LA EMPRESA	15
2.5.1 <i>Objetivo general</i>	15
2.5.2 <i>Objetivos específicos</i>	15
2.6.- ESTRUCTURA ORGANIZATIVA DE LA EMPRESA	16
2.7 DESCRIPCIÓN DEL ENTORNO DE LA EMPRESA C.V.G. FERROMINERA ORINOCO, C.A. PUERTO ORDAZ.....	18
2.7.1 <i>Caracterización Físico-Natural del entorno de la Empresa C.V.G. Ferrominera Orinoco, C.A. Puerto Ordaz</i>	18
2.8 PROCESO DE PRODUCCIÓN.....	21
2.8.1 <i>Planta procesamiento de Mineral de Hierro (PMH). Puerto Ordaz.</i>	21
CAPÍTULO III.....	23
MARCO TEÓRICO	23
3.1 ANTECEDENTES DEL ESTUDIO.....	23
3.2 PROYECTO ESTRUCTURAL	25
3.2.1 <i>Especificaciones y códigos de construcción</i>	27
3.2.2 <i>Cargas</i>	28
3.2.3 <i>Tipos de cargas</i>	28
3.2.4 <i>Acciones sobre edificios</i>	30
3.3 SELECCIÓN DE MATERIALES ESTRUCTURALES	32
3.3.1 <i>El acero estructural</i>	32
3.3.2 <i>El Concreto armado</i>	38
3.4 MÉTODO DE LOS ESTADOS LÍMITES	43
3.4.1 <i>Diseño de estado límite de agotamiento resistente</i>	43
3.4.2 <i>Método de estado límite de servicio</i>	47
3.5 ELEMENTOS DE SUJECCIÓN	50
3.5.1 <i>Perfiles de acero estructural</i>	51
3.5.2 <i>Material de conexión</i>	52
3.5.3 <i>Soldaduras</i>	52
3.6 TRANSFERENCIA DE ESFUERZO DE LAS COLUMNAS A LAS ZAPATAS	54
3.7 SISTEMA DE VENTILACIÓN.....	55
3.7.1 <i>El Diseño de un sistema de ventilación de humos y/o disipador de altas temperaturas....</i>	57

CAPÍTULO IV	60
METODOLOGÍA DE TRABAJO	60
4.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN	60
4.2 DISEÑO DE INVESTIGACIÓN	61
4.3 POBLACIÓN	61
4.4 MUESTRA	62
4.5 TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	62
4.5.1 Revisión bibliográfica	62
4.5.2 Entrevista no estructuradas	62
4.5.3 Observación directa	63
4.6 TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS	63
4.6.1 Técnicas de procesamiento de datos	63
4.6.2 Análisis de datos	64
4.7 PROCEDIMIENTO PARA LA REALIZACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	64
4.7.1. Etapa I	64
4.7.2 Etapa II	65
4.7.3 Etapa III	65
4.8 FLUJOGRAMA DE METODOLOGÍA DEL TRABAJO	65
CAPÍTULO V	67
ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS	67
5.1 ESTABLECIMIENTO DE LOS PARÁMETROS NECESARIOS PARA SOLICITACIONES DE CARGA BAJO LAS CUALES ESTARÁ SOMETIDA LA ESTRUCTURA	67
5.1.1 Solicitaciones de carga para acero estructural	67
5.1.2 Solicitaciones de carga para concreto estructural	69
5.1.3 Peso específico de los materiales utilizados en el diseño del galpón	70
5.1.4 Carga vivas	70
5.1.5 Carga por sismo	71
5.1.6 Carga de viento	71
5.1.7 Cargas reales de viento	72
5.1.8 Estudios de suelo	72
5.2 DESCRIBIR LAS CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DE LOS DISTINTOS TIPOS DE MATERIALES A UTILIZAR	73

5.2.1 Acero.....	73
5.2.2 Concreto.....	77
5.3 DETERMINAR LOS PARÁMETROS REQUERIDOS POR EL SOFTWARE SAP200 PARA ESTABLECER EL MODELO MATEMÁTICO PARA EL CÁLCULO ESTRUCTURAL	82
5.3.1 <i>Parámetros exigidos por el programa SAP2000</i>	82
5.3.1 <i>Planteamiento del modelo matemático para el cálculo estructural</i>	84
5.4 APLICACIÓN DEL SOFTWARE SAP200 PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL SEGÚN LAS SOLICITACIONES Y PARÁMETROS DEL MODELO MATEMÁTICO.	87
5.5 DETERMINAR EL DISEÑO DE FUNDACIONES.....	94
5.6 ELABORAR LOS PLANOS ESTRUCTURALES Y DE FUNDACIONES DE LA NAVE INDUSTRIAL	96
5.6.1 <i>Plano estructural</i>	96
5.6.2 <i>Plano de fundaciones</i>	97
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	98
6.1 CONCLUSIONES	98
6.2 RECOMENDACIONES.....	99
REFERENCIAS	101

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA DE LA EMPRESA A NIVEL MUNDIAL (FERROMINERA, 2008).	11
FIGURA 2.2 UBICACIÓN GEOGRÁFICA DE LA EMPRESA A NIVEL NACIONAL (FERROMINERA, 2008).	11
FIGURA 2.3 ESTRUCTURA ORGANIZATIVA DE LA EMPRESA (FERROMINERA, 2008).	17
FIGURA 3.1. ESTRUCTURAS METÁLICAS.(CVG FERROMINERA 2009).	34
FIGURA 3.2. PERFILES LAMINADOS DE ACERO DISPONIBLES EN VENEZUELA (SIDOR, 1998).	35
FIGURA 3.3.PERFILES ARMADOS EN BASE A PLACAS DE ACERO (SIDOR, 1998).	35
FIGURA 3.4. DIAGRAMA DE ESFUERZO-DEFORMACIÓN.....	36
DEL ACERO (WIKIPEDIA, 2007).	36
FIGURA 3.5. SECCIONES TRANSVERSALES EN CONCRETO ARMADO.....	42
(CONSTRUAPRENDE, 2007).	42
FIGURA 3.6 DIMENSIONADO DE UN VENTILADOR ROBERTSON.	59
FIGURA 3.7 FUNCIONAMIENTO DE UN VENTILADOR ROBERTSON.	59
4.1 FLUJOGRAMA DE TRABAJO.	66
FIGURA 5.1 PARÁMETROS DE CARGAS EXIGIDOS POR EL PROGRAMA SAP2000.....	84
FIGURA 5.2 CARGA VIVA (CV) APLICADAS A LA	85
FORMA ESTRUCTURAL.....	85
FIGURA 5.3 CARGA DE VIENTO EN EJE X	85
(VX) APLICADA A LA FORMA	85
ESTRUCTURAL.....	85
FIGURA 5.4 CARGA DE VIENTO EN EJE X (VX) APLICADA A	86
LA FORMA ESTRUCTURAL, SECCIÓN TRANSVERSAL.....	86
FIGURA 5.5 CARGA DE VIENTO EN EL EJE Y (VY) APLICADAS A LA	86

FORMA ESTRUCTURAL.....	87
FIGURA 5.6 CARGA DE VIENTO EN EL EJE Y (VY) APLICADAS A LA FORMA	87
ESTRUCTURAL, SECCIÓN LONGITUDINAL.	87
FIGURA 5.7 FACHADA PRINCIPAL LUEGO DEL ANÁLISIS DE CARGAS.	88
FIGURA 5.8 ELEMENTOS DE UNA SECCIÓN TRANSVERSAL APORTICADA.....	88
FIGURA 5.9 CHEQUEO DEL ROBERTSON BAJO LAS COMBINATORIAS DE CARGA, VISTA FRONTAL ...	89
FIGURA 5.10 ANÁLISIS DE LOS VOLADIZOS DE ENTRADAS DE AIRE BAJO LAS SOLICITACIONES DE CARGA.	89
FIGURA 5.11 COLUMNAS SECUNDARIAS, VIGAS SECUNDARIAS Y ARRIOSTRAMIENTO LATERAL COTEJADOS.....	90
FIGURA 5.12 COLUMNAS SECUNDARIAS, VIGAS SECUNDARIAS Y ARRIOSTRAMIENTO LATERAL.	90
FIGURA 5.13 DISEÑO FINAL DE LAS FACHADAS LATERALES.	91
FIGURA 5.14 VERIFICACIÓN DE VIGAS Y COLUMNAS PRINCIPALES Y VIGAS SECUNDARIAS.....	91
FIGURA 5.15. VIGAS PRINCIPALES Y VIGAS SECUNDARIAS, VISTA LATERAL.....	92
FIGURA 5.16 SECCIÓN LONGITUDINAL DEL ROBERTSON CHEQUEADO BAJO LAS SOLICITACIONES. .	92
FIGURA 5.17 VISTA DE PLANTA DEL ROBERTSON COMPROBANDO LOS ELEMENTOS.....	93
FIGURA 5.18 MODELO ESTRUCTURAL FINALIZADO.....	94

LISTA DE TABLAS

TABLA 3.1 CARACTERÍSTICAS DE UN PROYECTO (COVENIN, 1753-06).....	27
TABLA 3.2 VALORES DE CEDENCIA PARA DIVERSOS ACEROS.	37
(SIDOR, 1998).....	37
TABLA 3.3 FACTORES DE MAYORACIÓN Y CASOS DE CARGA PARA	45
ESTRUCTURAS DE ACERO. (COVENIN 1618-98).....	45
TABLA 3.4. FACTORES DE MINORACIÓN EMPLEADOS EN ACERO (COVENIN 1618-98).....	45
TABLA 3.5. FACTORES DE MAYORACIÓN Y CASOS DE CARGA PARA ESTRUCTURAS DE	46
CONCRETO ARMADO (COVENIN 1753-2006).....	46
TABLA 3.6 FACTORES DE MINORACIÓN EMPLEADOS EN CONCRETO ARMADO	47
(COVENIN 1753-2006).....	47
TABLA 3.7. FLECHAS ADMISIBLES PARA CARGA VARIABLE. (COVENIN 1618-98).	49
TABLA.3.8. FLECHAS ADMISIBLES PARA CARGA VARIABLE. (COVENIN-MINDUR 1753-06).	50
TABLA 3.9 DIFERENTES SUPERFICIES DE SALIDA DE HUMOS Y/O TEMPERATURA.	56

INTRODUCCIÓN

C.V.G. Ferrominera Orinoco está comprometida con el desarrollo integral, humanista y sustentable del país, como actor fundamental del sector siderúrgico nacional, fortaleciendo este liderazgo en el trabajo, calidad, competitividad y responsabilidad. En su proceso de extracción, procesamiento y comercialización a nivel nacional e internacional del mineral del hierro, soportado en un personal cuyas actuaciones están regidas en estricto apego a la disciplina, honestidad, ética y respeto.

En gran parte, el diseño estructural es un arte basado en la habilidad creativa, imaginación y experiencia del diseñador. Siempre que el diseño estructural tenga estas cualidades será un arte. Sin embargo, no debe permanecer como un arte puro, ya que el usuario debe recibir los mayores beneficios dentro de sus posibilidades económicas. Esto requiere el desarrollo de nuevos tipos de estructuras y nuevas técnicas de construcción, a las que a menudo necesitan soluciones más científicas y rigurosas, así pues, la mecánica y el análisis económico debe intervenir en el arte de crear mejores edificios, puentes, maquinas y equipos.

El propósito fundamental de un diseñador de estructuras es lograr un prototipo económico y seguro y que cumpla con ciertos requisitos funcionales y estéticos. Para alcanzar esta meta, el diseñador debe tener un conocimiento completo de las propiedades de los materiales, del comportamiento estructural, de la mecánica y análisis estructural y de la relación entre la

distribución y la función de una estructura, debe tener también, una apreciación clara de los valores estéticos con objeto de trabajar en la colaboración con otros especialistas y contribuir así al desarrollo de las cualidades funcionales y ambientales deseados en una estructura.

El objetivo de la instalación de la Nave Industria es diseñar las estructuras y fundaciones de manera de proporcionar unas estructuras que satisfaga los requerimientos a tales solicitaciones de carga y proporcionar un buen servicio y resguardo en el área de producción de Arrabio y/O HRH, ubicado en las instalaciones de CVG FERROMINERA ORINOCO, con la finalidad de garantizar la buena ejecución del proyecto.

Finalmente, la información que se obtendrá del Diseño de las estructuras y fundaciones, contribuirá a delinear el modelo estructural, a implantar en el presente proyecto estructural. Es importante reconocer que el diseño de modelos estructurales, se llevarán a cabo por medio de las especificaciones técnicas de CVG FERROMINERA ORINOCO, así como de las normas COVENIN 1618-98. Norma Venezolana. Estructuras de Acero para Edificaciones., Load Resistance Factor Design (LRFD), donde se establecen valores predeterminados de acuerdo al uso de la edificación.

EL diseño se realizará bajo el siguiente esquema estructural:

FASE I: verificar el área destinada por la Jefatura de Proyectos para constatar si el sitio destinado a la construcción de la nave industrial es el más idóneo y las consideraciones atmosféricas expuestas.

FASE II: realizar los estudios de las solicitaciones de carga de las estructuras como el de las fundaciones.

FASE III: analizar y comparar los datos obtenidos de manera de plantear la solución más adecuada y proporcionar los planos y detalles técnicos necesarios para la buena ejecución del proyecto.

Esta investigación consta de cinco capítulos, estos se refieren:

Capítulo I. Situación a investigar: en donde se presentan el planteamiento del problema, los objetivos de la investigación, la justificación y, los alcances de la investigación.

Capítulo II. Generalidades: explica la ubicación e historia de la empresa, su estructura organizativa, así como características físicas y naturales del área de estudio al igual que la vía de acceso.

Capítulo III. Marco teórico: se presentan los antecedentes de la investigación, así como, el conjunto de aspectos teóricos, que permiten proporcionar una base conceptual del tema investigado.

Capítulo IV. Metodología de trabajo: en el cual se señala el tipo y diseño de la investigación, las técnicas e instrumentación de recolección de datos, técnicas de procesamiento y análisis de datos, así como el flujograma de la metodología, el cual describe el proceso investigativo.

Capítulo V. Análisis e interpretación de los resultados: donde se presenta el análisis de los objetivos planteados por medio de un conjunto de tablas y figuras.

Finalmente se presentan las conclusiones y recomendaciones, producto de la investigación, los apéndices y anexos que amplían aún más la información de la presente investigación.

CAPÍTULO I

SITUACIÓN A INVESTIGAR

1.1.-Planteamiento del problema

Como estructura vanguardista y reconocida como unas de las maravillas hechas por el hombre, podemos comenzar por La torre Eiffel. Construida al final del siglo XIX, es el desafío de un ingeniero a la arquitectura tradicional. Por sus materiales: porque se utilizan el vidrio y el acero. Por sus dimensiones: 300m de altura que sobrepasa con mucho al panteón. Durante mucho tiempo, la torre fue la construcción más alta del mundo. Y por su concepción: los cimientos son de hormigón, si bien la característica de los tres pisos es la ligereza. Su peso de 700 toneladas es inferior al peso de la masa de aire que corta.

Ya para mediados de la década de los 60 tenemos las torres gemelas de 110 pisos del World Trade Center, dominaban el perfil del sur de Manhattan. El enorme peso de cada edificio lo sostenían una estructura de acero, que priva a los trabajadores del Centro de grandes ventanas. Solo desde lo alto del edificio pueden contemplarse espectaculares vistas. Construido entre 1966 y 1977, el complejo constaba de cinco edificios de oficinas y un hotel, comunicados por una enorme red subterránea de tiendas y restaurantes.

En México para 1950 podemos referirnos a La imponente edificación ubicada en el Parque Cedros Jalisco en el pintoresco Tlaquepaque fue construida en un área total de 33 mil metros cuadrados ante la necesidad de aglutinar en un solo espacio los procesos de producción y venta de una de las firmas de suplementos alimenticios más conocidas en todo el orbe. La modernidad está presente en el diseño de esta magna obra y ello se aprecia a primera vista, toda vez que el despacho de Migdal Arquitectos, integrado por Jaime Varon, Abraham Metta y Alex Metta tuvo el acierto de cumplir con los requerimientos de una nave industrial tradicional y, simultáneamente, imprimir su sello en el diseño, la estética y la funcionalidad de las formas. En especial, sobresalen diferentes formas de aceros utilizados en los elementos estructurales de la edificación.

En Venezuela como obra de alta trascendencia La Casa Zingg construyó su sede en Caracas en 1940. El Edificio Zingg, diseñado por el ingeniero Oskar Herz y levantado por la Oficina Técnica Blaschitz, fue el primer edificio de acero contra temblores en Caracas. Los transeúntes se asombraban al ver elevarse una jaula metálica. El edificio definió un largo frente interior de comercios: 40 elegantes tiendas "alineadas a ambos lados del sendero". La nueva vía pública buscaba descongestionar las vías vecinas paralelas, contando con las ventajas que representaba el caminar por la sombra.

Se buscaba "brindar al público en el centro de Caracas un ambiente simpático, atractivo y novedoso". Lo novedoso consistía en la inserción, dentro de un tipo de edificación del siglo XIX, de elementos que representaban la tecnología más avanzada. La escalera mecánica, por ejemplo, una de las primeras instaladas en Caracas, se convertiría a través de los años en un icono, que aún hoy sorprende por su funcionamiento, en un país en el que las cosas caducan con rapidez.

Para CVG Ferrominera Orinoco C.A. empresa del Estado Venezolano que se posiciona como principal explotadora y procesadora del mineral del hierro a escala nacional. Se encuentra ubicada específicamente en el estado Bolívar y cuenta con dos centros de operaciones: Ciudad Piar: donde se encuentran los principales yacimientos de mineral del hierro y Puerto Ordaz donde se encuentra la planta de procesamiento del mineral del hierro, el muelle y las oficinas principales.

CVG Ferrominera Orinoco C.A. cuenta con grandes reservas de mineral de hierro de bajo tenor, las cuales no poseen las características necesarias para cumplir con los estándares comerciales, esta empresa se ha planteado la necesidad de aprovechar el mineral de hierro para satisfacer la demanda de la industria siderúrgica nacional y emprendido múltiples estudios y análisis de tecnologías que permitan el aprovechamiento de este tipo de reserva.

Con base a los análisis realizados se originó el proyecto diseño, construcción, instalación, puesta en marcha y operación de plantas industriales que permitan el aprovechamiento de estas reservas, este proyecto consta de dichas fases.

Fase I, Comprende la investigación, utilizando mineral de hierro de bajo tenor, mediante el uso del proceso de producción de arrabio y de reducción directa.

Fase II, La fase de Planta .Comprende el Diseño y Cálculo de una planta con una capacidad de producción de 30.000 toneladas anuales de arrabio y/o HRD para establecer parámetros que permitan el diseño de plantas a nivel industrial.

Fase III, La fase Industrial. En marco la Construcción, Instalación Puesta en marcha y operación de planta industrial para Arrabio y/o HRD, con base a los resultados que se obtengan de la fase anterior.

En la actualidad se encuentra concluida la fase I del proyecto con resultados satisfactorios, se han comenzado los estudios relativos a iniciar la Fase II, que contiene la instalación de una planta piloto con capacidad de producción de 30.000 toneladas anuales de Arrabio y/o HRD así como realizar todos los estudios y análisis necesarios para establecer un proceso eficiente y efectivo, que permita el diseño de una planta a una escala mayor de producción; De allí la importancia del diseño estructural de una nave industrial para planta piloto para la producción de arrabio y/o HRD, en C.V.G Ferrominera Orinoco, C.A. Puerto Ordaz Edo. Bolívar.

En la realización del proyecto se tomaron en cuenta los requisitos que se exigen en: las Normas Covenin para el diseño de la estructura, entre ellas 1618-1998, 2002-1988, 1756- 01, 1753- 2006 y 2003-1989.

1.2.- Objetivos de la investigación

1.2.1.-Objetivo general

Aplicar el método de diseño LRFD (load reduction, factor design) contemplado en la Norma COVENIN 1618-1998 con la utilización del programa SAP2000 al diseño estructural de una nave industrial para planta piloto de producción de arrabio y/o HRD, en C.V.G FERROMINERA ORINOCO, C.A. Puerto Ordaz, Estado. Bolívar.

1.2.2.-Objetivos específicos

1. Establecer los parámetros necesarios para solicitaciones de carga bajo las cuales estará sometida la estructura.
2. Describir las características principales de los distintos tipos de materiales a utilizar.
3. Determinar los parámetros requeridos por el software SAP200 para establecer el modelo matemático para el cálculo estructural.
4. Aplicar el software SAP200 para el diseño estructural según las solicitaciones y parámetros del modelo matemático.
5. Determinar el diseño de Fundaciones.
6. Elaborar los planos estructurales y de fundaciones de la nave industrial.

1.3.- Justificación

Este Diseño estructural de la nave industrial para la planta piloto surge por la necesidad que presenta la empresa C.V.G. FERROMINERA C.A. Puerto Ordaz Edo. Bolívar para aprovechar las reservas de bajo tenor para la obtención del proceso de Producción del material de arrabio y/o HRD, esto permitirá el aprovechamiento de las reservas calculadas y así abarcar mayor mercado siderúrgico Nacional.

1.4.- Alcance del trabajo

Todo el estudio arrojará una serie de resultados, será de gran trascendencia interpretarlos correctamente, ya que se manejarán datos de toda índole y variables que incidirán en cada una de ellas.

El factor tiempo jugara un papel importante en el estudio, ya que la Fase II del proyecto de la planta piloto con capacidad de 30.000 toneladas anuales, va a permitir establecer los parámetros de diseño para las posteriores plantas a niveles industriales.

Por otro lado, será necesario desarrollar para interpretación de los resultados del software de gran importancia a la hora de analizar los resultados que son el eje principal del estudio.

CAPÍTULO II

GENERALIDADES

2.1 Ubicación geográfica de la empresa

C.V.G. Ferrominera Orinoco C.A. (FMO), se encuentra ubicada en Venezuela (América del Sur), específicamente en el estado Bolívar. Se encuentra distribuida entre Ciudad Piar y Ciudad Guayana (Puerto Ordaz- San Félix). Las operaciones mineras (incluyendo las actividades de exploración geológica de reservas de mineral de hierro, planificación, desarrollo, explotación de minas y transporte hacia los puertos de procesamiento), se ejecutan en el Distrito Ferrífero Piar; el almacenaje, procesamiento y despacho de mineral de hierro y sus derivados en los puertos de Puerto Ordaz y Palúa ubicados en las riberas del río Orinoco y río Caroní.

En las figuras 2.1 y 2.2 se muestra la ubicación geográfica de la empresa a nivel mundial y la ubicación de la empresa a nivel nacional nivel. FMO es una de las empresas pioneras en la explotación y exportación del mineral del hierro, la ubicación de sus instalaciones concuerda estratégicamente con los principales yacimientos ferríferos del país y con las riberas del río Orinoco y río Caroní.

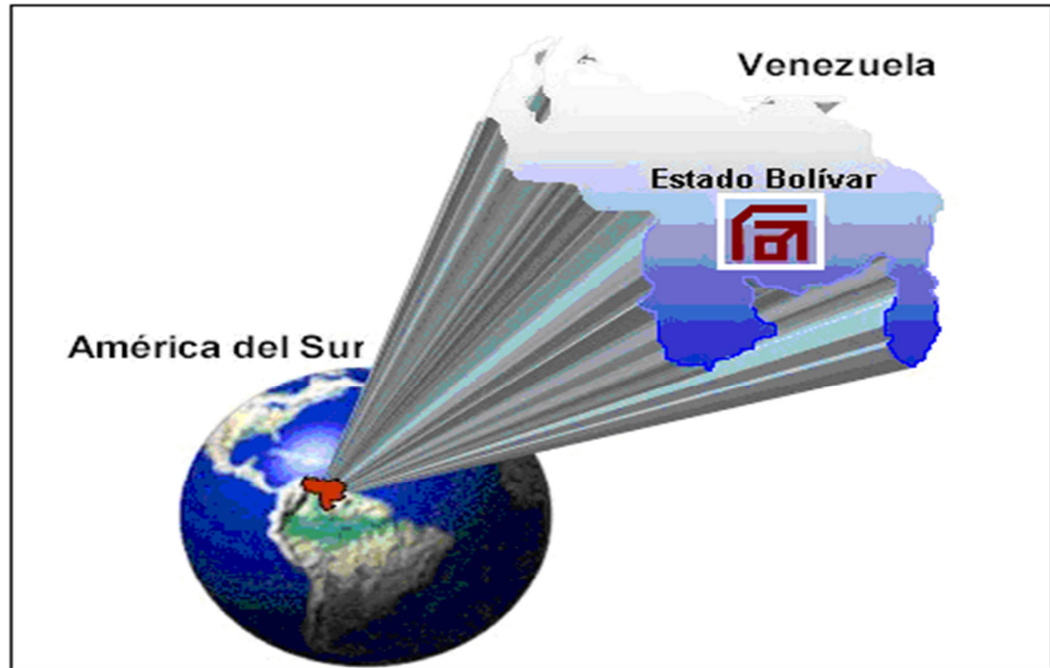


Figura 2.1 Ubicación geográfica de la empresa a nivel mundial (Ferrominera, 2008).

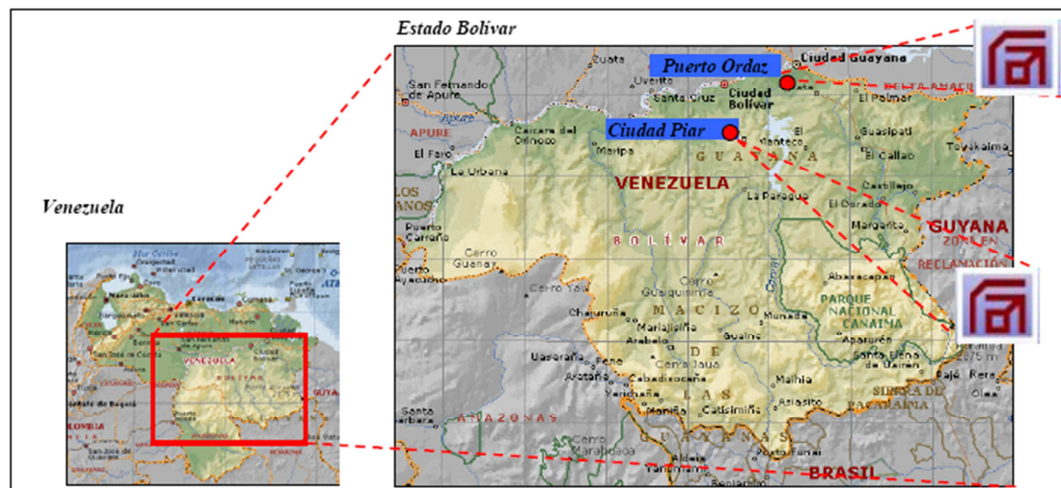


Figura 2.2 Ubicación geográfica de la empresa a nivel nacional (Ferrominera, 2008).

2.2 Acceso al área

El acceso terrestre al área se ejecuta primeramente por la Av. Principal Caracas (Portón N° 1 de C.V.G. Ferrominera Orinoco C.A.), seguido de una carretera asfaltada de aproximadamente 15 Km. de longitud, para luego conectar con una vía de pavimentada de 3 Km. de longitud que permite el paso directo al área de P.M.H. Para azezar al área de ferrocarril y planta de briquetas, se ingresa por el portón N° 1 de C.V.G. Ferrominera Orinoco y en el kilometro 12 de la carretera asfaltada ya mencionada, se conecta con una vía 1 Km aproximadamente, y al final de esta del lado izquierdo se ubican los talleres de ferrocarril y del lado derecho se localiza planta de briquetas.

2.3 Reseña histórica

Ferrominera Orinoco C.A., es una de las Empresas Básicas del grupo C.V.G., pertenecientes al estado Venezolano y tuvo su origen en:

1926, A través del Descubrimiento del Cerro El Pao. El señor Arturo Vera, quien tenía un fundo en Las Adjuntas, encuentra un canto rodado de una roca negra, brillante, dura y pesada, que lleva a su casa y utiliza para amolar machetes. Simón Piñero, empleado de la Firma Boccardo y Cia. de Ciudad Bolívar, acompaña mas tarde a Vera hasta el Cerro Florero, donde obtienen muestras suficientes para enviar a los Estados Unidos.

1933, La Bethlehem Steel Co. hace las primeras perforaciones y se constituye la Iron Mines Company of Venezuela.

1939, Como resultado del potencial ferrífero de la región, el ejecutivo decreta zona reservada para la exploración y explotación del mineral de hierro los distritos Piar y Roscio del Estado Bolívar y el Territorio Federal Delta Amacuro.

1945, La Oliver Iron Mining Co., subsidiaria de la U.S. Steel, inicia la exploración al este del Caroní, bajo la dirección del geólogo Mack C. Lake.

1947, Folke Kihlstedt y Victor Paulik, exploran y obtienen el título del Cerro La Parida, nombre cambiado en 1948 por el de Cerro Bolívar. Exploran igualmente los Cerros Rondón y Arimagua.

1949, Se funda la Orinoco Mining Company, subsidiaria de la U.S. Steel Corporation, de los Estados Unidos. El señor Mack C. Lake es designado como su primer presidente.

1950, El 24 de julio, el primer tren cargado de mineral efectúa el recorrido entre El Pao y Palúa.

1954, Se inauguran las operaciones de la Orinoco Mining Co. El 9 de enero zarpa el buque Tosca con el primer cargamento comercial de mineral de hierro con destino a Fairless Works (U.S.A). Ese año se exportan 3 millones de toneladas.

1968, Se inicia la construcción de la planta de briquetas de la Orinoco Mining Company.

1975, El 1^{ero} de enero queda nacionalizada la industria del hierro en Venezuela. El 3 de enero, zarpa el buque Tyne Ore con una carga de 17.417 toneladas de mineral de hierro con destino a Estados Unidos, el primer embarque después de la

nacionalización. El 10 de diciembre, se constituye formalmente la C.V.G. Ferrominera Orinoco C.A.

1976, C.V.G. Ferrominera Orinoco C.A. inicia sus operaciones como empresa responsable de la explotación y aprovechamiento del mineral de hierro en todo el territorio nacional.

2.4.- Filosofía de gestión

2.4.1 Política de la Calidad

Es política de C.V.G. FERROMINERA ORINOCO, C.A. producir y suministrar mineral de hierro con los niveles de calidad exigidos, en la oportunidad requerida, para lograr la satisfacción de sus clientes.

La empresa está comprometida a establecer y mantener un sistema de la calidad que responda a los requerimientos de la *NORMA COVENIN - ISO 9002*, y sirva de plataforma para su mejoramiento continuo. El cumplimiento de ésta política está basado en el compromiso y el apoyo de todos sus trabajadores dentro de un ambiente que promueva su participación, desarrollo y bienestar.

2.4.2 Misión

Explotar la industria del mineral de hierro y derivados con productividad, calidad y competitividad, de forma sostenible y sustentable, para abastecer oportuna y suficientemente a la industria siderúrgica nacional y aquellos mercados internacionales que resulten económicos y estratégicamente atractivos, garantizando la rentabilidad de la empresa y contribuir al desarrollo económico del país.

2.4.3 Visión

Ser una empresa que satisface y responde oportunamente a las necesidades del mercado siderúrgico mundial, creando valor para el accionista, calidad de vida para sus trabajadores y bienestar para la comunidad.

2.4.4 Valores

C.V.G. Ferrominera Orinoco está comprometida con el desarrollo integral, humanista y sustentable del país, como actor fundamental del sector siderúrgico nacional, fortaleciendo este liderazgo en el trabajo, calidad, competitividad y responsabilidad, soportado en un personal cuyas actuaciones están regidas en estricto apego a la disciplina, honestidad, ética y respeto.

2.5 Objetivos de la empresa

2.5.1 Objetivo general

Extraer, procesar y suministrar mineral del hierro al mercado nacional e internacional.

2.5.2 Objetivos específicos

1. Adquirir el control pleno de la industria extractiva del mineral del hierro.
2. Asegurar el nivel precio satisfactorio.
3. Explorar, explotar, extraer y procesar el mineral de todos sus yacimientos con el fin de obtener un máximo aprovechamiento de los recursos minerales existentes.

4. Garantizar los volúmenes de producción y suministro del mineral de hierro requerido por el mercado nacional e internacional.

5. Minimizar los efectos negativos que pueda generar los procesos al medio ambiente.

6. La política de venta del mineral de hierro de la empresa, contempla fundamentalmente la satisfacción de los requerimientos del mercado a nivel nacional, norteamericano, europeo y asiático.

2.6.- Estructura organizativa de la empresa

Con el fin de asegurar el logro de sus objetivos, C.V.G. FERROMINERA ORINOCO, C.A. cuenta con una junta directiva, una presidencia, cinco Gerencias Generales y veinte Gerencias operativas, administrativas y de apoyo. En la figura 2.3 se muestra la estructura de la empresa

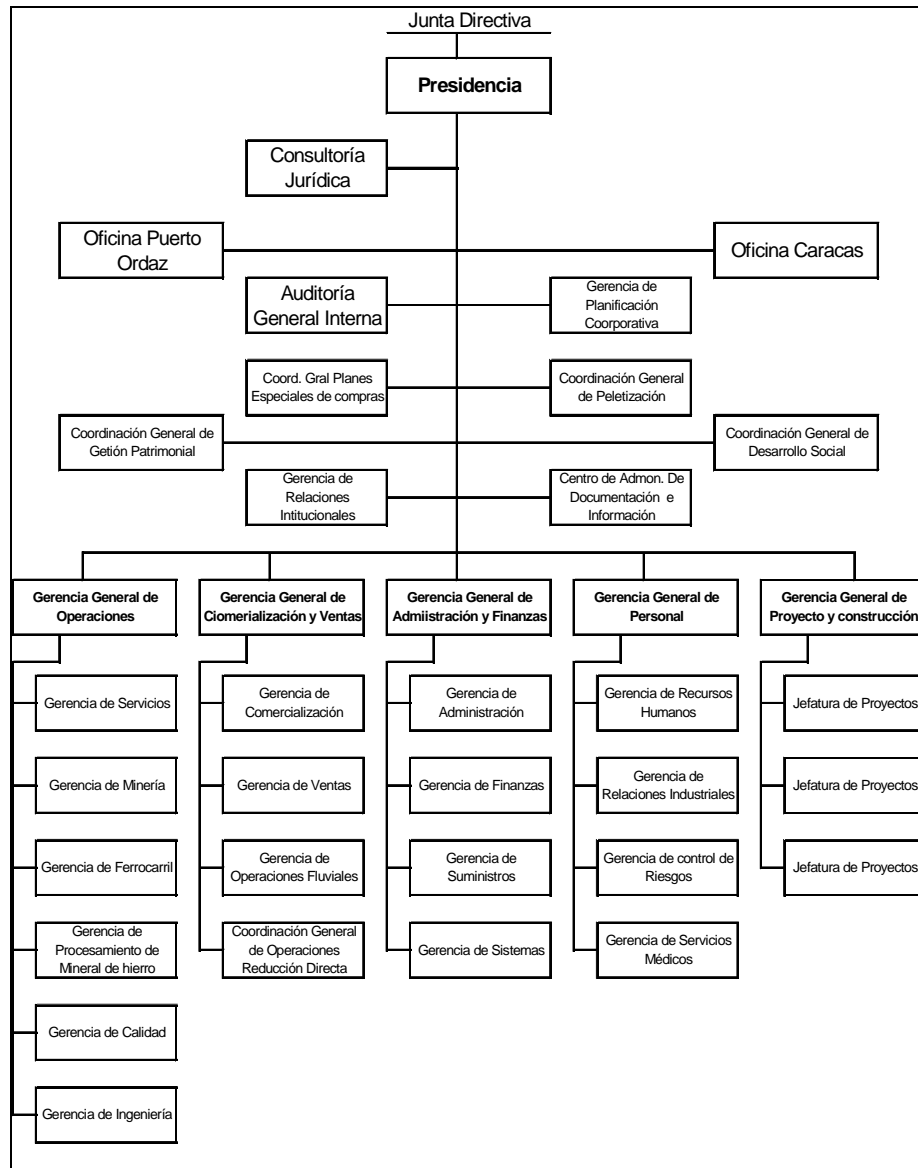


Figura 2.3 Estructura organizativa de la empresa (Ferrominera, 2008).

2.7 Descripción del entorno de la empresa C.V.G. Ferrominera Orinoco, C.A. Puerto Ordaz

La empresa C.V.G. Ferrominera Orinoco se ubica en la Zona Industrial Matanzas, Sector Punta de Cuchillo, Puerto Ordaz, en Jurisdicción del Municipio Caroní en el Estado Bolívar.

2.7.1 Caracterización Físico-Natural del entorno de la Empresa C.V.G. Ferrominera Orinoco, C.A. Puerto Ordaz

El área de operaciones de la Empresa Ferrominera Orinoco, C.A./Puerto Ordaz, se encuentra localizada al Sur del río Orinoco, en las proximidades de su confluencia con las aguas del río Caroní, en una zona clasificada, según Holdrige (Ewel, Madriz y Tosi. Zonas de Venezuela. 1976.) como Bosque Seco Tropical (*bs-T*), caracterizado por presentar un promedio anual de temperatura que varía entre 25,2 y 27,7 °C, con precipitaciones medias anuales entre 1000 y 1500 mm. La temporada de lluvia comprende los meses de Mayo a Noviembre, mientras que el período seco está definido por los meses de Enero a Abril. La evaporación al sol medida en tina tipo A arroja un valor promedio de 1850 y 2000 mm por año.

Esta zona está fuertemente influenciada por su posición respecto a los ríos Orinoco y Caroní, afectada por el fenómeno de convergencia intertropical que determina la caracterización del clima y por tormentas locales muy frecuentes en los meses de Junio y Octubre con precipitaciones de corta duración pero de alta intensidad. La humedad promedio anual en la zona es de 82%, la radiación solar promedio anual es de 380 cal/cm.día, la insolación promedio anual alcanza 62 horas y predominan los vientos en dirección ENE (Este – Noreste) y NE (Noreste), con velocidades de 6,5 Km./hora.

En general, el área se caracteriza por constituir un paisaje de llanuras de erosión y alteración, de origen netamente deposicional, con pendientes bajas que oscilan entre 1 y 10%, predominando los relieves muy suavemente ondulados, con amplias áreas de topografía plana, rectilínea y sin desniveles significativos. Constituye un medio morfodinamicamente activo, en el cual predomina la erosión de tipo laminar discontinua y localizada, con acumulación de sedimentos en las partes planas, según Holdrige (Ewel, Madriz y Tosi).

Se aprecian dos niveles geomorfológicos característicos: uno de planicie inundable, próximo a la margen derecha del río Orinoco, correspondiente a sus vegas; y otro, de planicie poco disecada, que termina en escarpes inclinados en la zona sur del área. En particular, el área ocupada por la planta, constituye una terraza de pendientes bajas con dirección de drenaje hacia la planicie inundable del río Orinoco y hacia el río Caroní.

Los suelos son de textura arenosa a franco arcillo arenosas, de espesor irregular, generalmente profundos, de color oscuro en la superficie y rojizo en profundidad, de baja fertilidad y buen drenaje debido a la alta permeabilidad que presentan; perfil del suelo desarrollado por las rocas cuarzo – feldespáticas.

La red hidrográfica del área de estudio está limitada por la inundación del río Orinoco y del río Caroní. No existen cauces definidos, salvo por los pequeños ejes de drenajes y canales construidos que desembocan en la zona de lagunas adyacentes a la margen derecha del plano de inundación del río Orinoco (Laguna Acapulco y Cogollal) o en algunos casos directamente al río Orinoco.

La vegetación característica de la zona más cercana a donde se localiza las instalaciones de esta empresa, está representada por una formación boscosa decidua asociada con matorrales bajos deciduos. Presentan un solo estrato denso y continuo,

entre 3 y 5 m de altura compuesto básicamente por especie como Yopo (*Piptadenia obliqua*), Supí (*Pereskia guamacho*), Cují clavellino (*Callianra stipulacea*), entre otras, que ocupan la mayor parte de los alrededores inmediatos a la planta, según Holdrige (Ewel, Madriz y Tosi).

Por su parte el bosque denso en algunos sectores presenta en su estado sucesional más avanzado, tres estratos: uno superior constituido por árboles como el Aceite (*Copaiba officinalis*), Camacho, Cardón (*Cereus Hexagonus*), Guatacaro (*Borreria cumanensis*) y Araguaey (*Tabebuia chrysantha*), el intermedio constituido por arbustos de menor tamaño (entre 4 y 6 m) con especies como Aceite (*Copaiba officinalis*), Barba de Caballero (*Albizia lebbek*), Alcornoques (*Bowdichia virgilioides*), Canapiare (*Croton rhannifolius*) y Sangre Drago (*Croton gossypifolius*); y el estrato inferior, es dominado por *Bromelia caryanthea* y juveniles de otros estratos. También se localizan áreas ocupadas por herbazales secos, que constituyen una densa capa de 0,6 m de altura, en algunos casos asociados con arbustos leñosos tales como Canapiare, Tortolitos, Copaibas, Alcornoques y Cardones, de alturas que varían entre 6 y 10 m.

Los bosques semidecíduos es una formación vegetal transicional entre el bosque decíduo y el bosque inundable, caracterizados por el desarrollo de especies tales como Algarrobo (*Hymenaea courbariel*), Lechero (*Sapum sp.*) y el Araguaey (*Tabebuia sp.*), Sierrita (*Cuartea sp.*), Pico e`guaro (*Zygia ampla*). En los bosques inundables predominan el Caracate negro (*Piranthe trifoleata*), Caramacate Blanco (*Homallium rasemosum*), Guatero (*Lonchocarpus sp.*), y en las zonas más altas se localizan especies de Ceiba (*Ceiba pentandra*), Jobo (*Spondias Bombin*), Algarrobo (*Hymenaea courbarial*) y Chaparros de Agua (*Symmeria paniculada*), Lechero (*Sapum sp.*) y Paraguantan (*Sickingia erythroxilon*).

2.8 Proceso de producción

El proceso se inicia en las minas a cielo abierto, de donde es extraído el mineral de hierro, y posteriormente embarcado hacia la Planta de Procesamiento de Mineral de Hierro (PMH) en la ciudad de Puerto Ordaz.

2.8.1 Planta procesamiento de Mineral de Hierro (PMH). Puerto Ordaz.

Al llegar el tren a Puerto Ordaz, el Departamento de Control de Calidad decide la distribución de los vagones para seleccionarlos por grupos, de acuerdo a los requerimientos de las pilas de mineral homogeneizado.

Luego, los vagones son empujados individualmente y por medio del volteador de vagones, vacían su carga en el molino o triturador primario. Esta operación se realiza a razón de 50 vagones por hora; utilizando la gravedad como elemento de impulso para el vaciado.

Esta planta permite reducir el tamaño máximo del mineral de 10 cm. a 3,2 cm. de acuerdo con los requerimientos de las plantas modernas de la industria siderúrgica.

Asimismo permite homogeneizar el mineral para lograr una composición química y física invariable y clasificarlos en dos tamaños: gruesos de 3,2 a 1,0 cm., y finos de menos de 1,0 cm.

2.8.1.1 Molino terciario: se reduce el mineral de 10 cm. a un tamaño máximo de 3,2 cm. a una rata de 4.000 toneladas por hora.

2.8.1.2 Pilas de homogeneización: del molino terciario el mineral pasa a las dos pilas de mezcla y homogeneización con capacidad de 150.000 T.M. cada una.

2.8.1.3 Planta de secado: el mineral natural tiene una humedad variable de 6 a 10 por ciento que dificulta su manejo y transporte, sobre todo en épocas de lluvia. Por este motivo es necesario reducir la humedad aproximadamente al 5 por ciento con el fin de lograr un eficiente proceso de cernido en la Planta de Clasificación. Los secadores funcionan con gas natural y están provistos de un eficiente sistema de remoción de polvo, capaz de retener éste en un 99 por ciento evitando así la contaminación atmosférica.

2.8.1.4 Planta de clasificación (Panel 10): de los secadores, el mineral pasa a la planta de clasificación. Esta consiste en cinco tolvas alimentadoras y cinco grandes tamices. El mineral es separado en la parte fina menos de 1,0 cm. y la fracción gruesa entre 3,2 y 1,0 cm.

Al igual que los secadores, la Planta de Clasificación está provista de un sistema de control y remoción de polvo.

2.8.1.5 Pilas de almacenamiento de mineral clasificado: las pilas de almacenamiento de mineral clasificado tienen capacidad para 1.200.000 toneladas métricas aproximadamente, donde el mineral grueso y fino es depositado de acuerdo con su tipo por medio de apiladores tubulares.

2.8.1.6 Sistema de embarque: su embarque se realiza por medio de un recuperador de cangilones con una capacidad de 5000 t/h y correas transportadoras. El mineral pasa por la casa de muestras donde cada 4000t se va analizando química y físicamente. Luego el mineral pasa por una romana incorporada a los rodillos de la correa transportadora, la cual permite registrar la cantidad de mineral despachado.

CAPÍTULO III

MARCO TEÓRICO

3.1 Antecedentes del estudio

Cañas, D (2001), Diseño Y Calculo de Galpón Para Mantenimiento Mecánico De Camiones Roqueros De 240 Toneladas C.V.G. Ferrominera Orinoco C.A. Puerto Ordaz Estado Bolívar, Estructuralmente la propuesta se basa en un galpón de tres cerchas de las cuales dos están simplemente apoyadas y poseen dimensiones de 20,40m de luz, y otra de 7m de luz en volado. Como área total del galpón tenemos 52,50 m x 36 m, y su distribución consta de tres naves de 12 m. (p 5)

En este trabajo se presentan los cálculos de cada uno de los elementos que integran dicho galpón (correas, arriostramientos, puente grúa, columnas, pedestal, fundaciones, trampas de aceites, canales, área de oficinas, instalaciones sanitarias, etc.) que fueron diseñados de acuerdo a las normas y exigencias del usuario. Finalmente se presentan las especificaciones generales para su construcción, las estimaciones de costos del proyecto y cada uno de los detalles constructivos reflejados en los planos.

Diéguez, M (2003), Propuesta Para El Diseño De Un Galpón Para Mantenimiento Preventivo Y Correctivo De Las Maquinas Alineadoras Y Niveladoras De Rieles C.V.G Ferrominera Orinoco C. A.-Puerto Ordaz, este trabajo consiste en la elaboración del

diseño y cálculo de un galpón de mantenimiento preventivo y correctivo para las Máquinas Alineadoras y Niveladoras de Rieles. Dicho diseño está basado en las demandas hechas por el usuario y contiene cada una de las instalaciones necesarias para hacer de este galpón una estructura suficientemente adecuada para el mantenimiento de estos equipos, para ello se tomó en cuenta que dentro del galpón atraviesan dos vías férreas que cumplen con las Normas Área. (p 5)

Una vez realizado el diseño preliminar, fue discutido con el usuario hasta obtener su aprobación para dar comienzo a los cálculos estructurales. Inicialmente se analizó el comportamiento de la edificación para cargas laterales y obtenida la magnitud de la acción ante el techo se dio comienzo a los cálculos de cada uno de los elementos estructurales. La estructura del techo es de forma aporticada. Las columnas soportan las diferentes cargas producidas por la estructura y el puente grúa con capacidad de Dieciséis Toneladas, las mismas estarán protegidas por un pedestal de concreto armado.

Las fundaciones fueron calculadas según las cargas producidas por la superestructura y las condiciones del suelo. La elaboración de un proyecto dirigido al diseño y cálculo de un área techada, acondicionada, liviana y económica que cumpla con ciertas condiciones exigidas por el usuario. El diseño debe incluir dos secciones de vías férreas colocadas en paralelo y que garanticen espacio suficiente para trabajar lateralmente.

Baute, U (2006), Revisión del diseño estructural de la Nave del Taller/ Almacén de la “Planta de Concentración de Mineral de Hierro” a construir en Ciudad Piar, Edo. Bolívar, perteneciente a la empresa C.V.G Ferrominera Orinoco. Debido a los errores y defectos cometidos en las fases de diseño y fabricación de la nave estructural del edificio taller/almacén se ha requerido nuevo arreglo del montaje de la estructura.(p 5)

En el siguiente informe se efectuó la revisión de la nave estructural del edificio Taller/Almacén. El estudio fue realizado aplicando el diseño no experimental. Para esto se realizó la revisión rigurosa de planos, memoria de cálculo y documentación contractual relacionada con dicha nave estructural; se realizaron inspecciones visuales para determinar los elementos estructurales más críticos de acuerdo a los defectos que presentaron sus uniones soldadas; se modeló el elemento estructural a estudiar utilizando el programa SOLID EDGE V 17 y se simuló el comportamiento de la estructura en estudio bajo las condiciones de carga más críticas utilizando el programa ANSYS WORKBENCH, para luego determinar el nivel de aceptación de la estructura basándose en los cálculos correspondientes; se sugirió la alternativa de solución para el perfil de la cubierta del techo. De los resultados se pudo determinar la condición “*aprobatoria*” de la memoria de cálculo de los pórticos y placa de anclaje; se estableció la condición de “*no aceptación*” del perfil ZF 200 2,5 como correa de la cubierta del techo, proponiéndose como alternativa de solución utilizar el perfil IPE 200 el cual cumple a las condiciones de carga más desfavorables.

3.2 Proyecto estructural

El diseño detallado de las estructuras incluye la determinación de la forma y tamaño de los miembros y de sus conexiones y el principal requisito es que las estructuras deben soportar con seguridad todas las cargas que se le apliquen. Por lo tanto, para el proceso de diseño es indispensable conocer todas las cargas máximas probables y sus combinaciones. Los ingenieros especialistas en estructuras deben determinar las combinaciones racionales de cargas que pueden producir los máximos esfuerzos o deformaciones de las diferentes partes de la estructura. No es factible diseñar las estructuras ordinarias para que resistan todas las combinaciones de cargas concebibles, ni las fuerzas excepcionalmente grandes; por lo tanto el proyecto es necesariamente incierto. Se puede hacer una evaluación estadística y probabilística de las intensidades de las cargas y del funcionamiento estructural, calculando las

perdidas económicas y daños causados a seres humanos, pero en la actualidad no se consideran a plenitud estos factores. En vez de eso, se establecen las magnitudes de las cargas y sus combinaciones críticas por medio de criterios basados en la experiencia, en medidas y en la lógica. Para simplificar el proyecto de las estructuras comunes, los reglamentos de construcción especifican las cargas mínimas de diseños para los diferentes usos de la estructura. Las magnitudes de las cargas de diseño se han fijado a través de muchos años de práctica y, en menor grado, por medio de experimentación e investigación.

Por otro lado, el proyectista debe aprender a distribuir y a proporcionar las partes de las estructuras de manera que tengan suficiente resistencia, su montaje sea práctico y sean económicas, en la tabla 3.1 se muestran las características que debe tener un proyecto.

Tabla 3.1 Características de un proyecto (COVENIN, 1753-06).

Ítem	Características
Seguridad	Las estructuras no solo deben soportar las cargas impuestas (Edo. límite de falla), sino que además las deflexiones y vibraciones resultantes, no sean excesivas alarmando a los ocupantes, o provoquen agrietamientos (Edo. límite de servicio)
Costo	El proyectista debe siempre procurar abatir los costos de construcción sin reducir la resistencia, algunas ideas que permiten hacerlo son usando secciones estándar haciendo detallado simple de conexiones y previendo un mantenimiento sencillo.
Factibilidad	Las estructuras diseñadas deben fabricarse y montarse sin problemas, por lo que el proyectista debe adecuarse al equipo e instalaciones disponibles debiendo aprender como se realiza la fabricación y el montaje de las estructuras para poder detallarlas adecuadamente, debiendo aprender tolerancias de montaje, dimensiones máximas de transporte, especificaciones sobre instalaciones; de tal manera que el proyectista se sienta capaz de fabricar y montar la estructura que esta diseñando.

3.2.1 Especificaciones y códigos de construcción

Las especificaciones de diseño de estructuras no se han desarrollado para restringir al ingeniero sino para proteger al usuario de estas. No todo se encuentra en los reglamentos así que sin impactar los códigos o especificaciones empleados, la responsabilidad final de la estructura (seguridad) recae en el ingeniero estructural.

3.2.2 Cargas

Una de las tareas más importantes del diseño estructural es determinar de la manera más precisa posible el valor de las cargas que soportará la estructura durante su vida útil, así como su posición y también determinar las combinaciones más desfavorables que de acuerdo a las normas COVENIN-MINDUR 2002-88 Norma Venezolana. Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones, COVENIN-MINDUR 2003-89. Norma Venezolana. Acciones del Viento sobre las Construcciones, COVENIN-MINDUR 1756-:2001. Edificaciones Sismorresistentes. Parte 1.

3.2.3 Tipos de cargas

Usualmente las cargas se clasifican en dos grupos; cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV). Las cargas muertas, son aquellas cuya magnitud y posición, permanecen prácticamente constantes durante la vida útil de la estructura (peso propio, instalaciones, empujes de rellenos definitivos, cargas debidas a deformaciones permanentes); las cargas vivas, son cargas variables en magnitud y posición debidas al funcionamiento propio de la estructura (personal, mobiliario, empujes de cargas de almacenes).

3.2.3.1 Cargas muertas: las cargas muertas incluyen todo el peso de los componentes permanentes de una estructura, como vigas, columnas, losas de piso, techos y cubiertas de puentes. También incluyen componentes arquitectónicos, como cielos rasos, herrajes de ventanas y muros divisorios de cuartos. Generalmente a los muebles o equipos fijos se les clasifica por separado, pero el efecto es el mismo que los de las cargas muertas.

La carga muerta es quizás el tipo de carga más sencilla que hay que manejar, porque puede calcularse con facilidad a partir de las dimensiones dadas y las densidades conocidas del material. Sin embargo, las dimensiones estructurales no se conocen durante las fases iniciales del proyecto, y deben hacerse estimaciones que pueden estar sujetas a cambios posteriores, al ir determinando las proporciones estructurales. Con alguna experiencia, y con las técnicas de análisis aproximados, se puede estimar rápidamente un diseño preliminar con el cual puedan calcularse cargas muertas razonables. En los casos que no son de rutina, puede ser necesario contemplar este método con una revelación de la carga muerta y un rediseño de la estructura. Las cargas muertas se calculan de manera conservadora, lo que a menudo ofrece como resultado que las estimaciones queden un poco antes del límite de seguridad, de manera que no es necesario rediseñar a causa de cambios de poca importancia en las proporciones finales. Sin embargo, este procedimiento debe usarse con cuidado porque se presentan muchos casos en los cuales las cargas muertas ayudan a contrarrestar la carga viva.

3.2.3.2 Cargas viva: se llaman cargas vivas o de ocupación son todas las originadas directamente por las personas, maquinas u objetos móviles. Generalmente estas cargas actúan solo durante una fracción de vida de la estructura, pero, de cualquier manera es necesario considerarlas en el diseño con valores moderadamente elevados.

Hasta ahora no se ha logrado obtener una definición verdaderamente racional de las cargas de ocupación. Para ayudar al diseñador en las especificaciones por lo general se prescriben cargas vivas uniformemente distribuidas en edificios. Las cargas de ocupación suelen ser moderadas. La falla de un piso debida a una sobrecarga, es excepcionalmente rara. Los efectos dinámicos de la mayor parte de las cargas vivas no se consideran explícitamente, ya que hacer un análisis dinámico completo llevaría mucho tiempo. Las cargas vivas son suficientemente conservadoras

como para tomar en cuenta el aumento de los esfuerzos, producidos por la vibración de la estructura.

Para análisis estructural, cualquier carga pertenece a una de estas tres clases: cargas concentradas, que son fuerzas aisladas que actúan sobre una superficie relativamente pequeña; cargas lineales, que actúan sobre una línea; cargas distribuidas, que actúan en el área de una superficie. La mayor parte de las cargas son distribuidas o se consideran como tales.

3.2.4 Acciones sobre edificios

Según lo especifican las Normas Venezolanas COVENIN “Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de edificaciones” 2002-1988, las acciones son fenómenos que producen cambios en el estado de tensiones y deformaciones en los elementos de una edificación, como las cargas, los asentamientos, los efectos de temperatura y geología y otros.

El requisito principal para el diseño de estructuras es que la forma y el tamaño de los miembros y conexiones sean tales que puedan soportar con seguridad todas las acciones que se les apliquen. En este sentido, podemos decir que es indispensable para el proceso de diseño conocer y estimar todas las acciones y sus posibles combinaciones a las que podrá estar expuesta la edificación. Por lo tanto, para el proceso de diseño es indispensable conocer todas las cargas máximas probables y sus combinaciones. Las acciones se clasifican en: permanentes, variables, accidentales y extraordinarias.

3.2.4.1 Acciones permanentes: son aquellas que actúan continuamente sobre la edificación y cuya magnitud no varía con el tiempo. Estas acciones representan las cargas gravitatorias debidas al peso de todos los componentes estructurales y no

estructurales, tales como: muros, pisos, techo, tabiques, equipos de servicio unidos a la estructura, pavimentos, rellenos, paredes, frisos, otros.

3.2.4.2 Acciones variables: son aquellas cargas originadas por la ocupación y el uso habitacional del edificio. Generalmente estas cargas actúan solo durante una fracción de vida del edificio con una magnitud variable en el tiempo, pero de cualquier manera es necesario considerarlas en el diseño con valores moderadamente elevados.

Acciones extraordinarias: son aquellas que por lo general no se espera que actúen durante la vida útil de la edificación, sin embargo, pueden presentarse en casos excepcionales y ocasionar catástrofes, pueden ser: explosiones, incendios, otras.

Acciones accidentales: tienen una pequeña probabilidad de ocurrencia en la vida útil de la edificación y poseen breves lapsos de duración, entre ellas se encuentran las acciones sísmicas y acciones de viento.

3.2.4.3 Acciones de viento: 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 y se determinan según las Normas Venezolanas COVENIN-MINDUR 2003-89. Norma Venezolana. Acciones del Viento sobre las Construcciones

En general ni 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.

3.2.4.4 Acciones de sismo: 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 como 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.

3.3 Selección de materiales estructurales

A la hora de seleccionar los materiales a utilizar es conveniente chequear que los mismos satisfagan las siguientes características: elevada relación resistencia/peso, alta deformabilidad, una alta capacidad de deformación plástica puede compensar alguna deficiencia en la resistencia, baja degradación, es deseable utilizar un sistema estructural que exhiba una baja degradación en resistencia y rigidez ante cargas repetidas; alta uniformidad, deberá evitarse la separación de los elementos estructurales cuando estén expuestos a sismos, costos razonables, ya que un excesivo costo puede hacer que el proyecto sea poco factible.

Entre los sistemas comúnmente utilizados se encuentran las estructuras de acero estructural, estructuras compuestas de acero estructural y concreto armado y estructuras de concreto armado; estructuras de madera, estructuras de concreto reforzado vaciado in situ, estructuras de concreto prefabricado, estructuras de concreto presforzado y estructuras de mampostería reforzada.

3.3.1 El acero estructural

Antes de proceder a una evaluación de las estructuras metálicas debe tenerse siempre presente los siguientes términos:

3.3.1.1 Límite de fluencia o cedencia (FY): es el esfuerzo unitario, al cual la curva esfuerzo deformación unitaria exhibe un aumento bien definido en deformación si

aumenta en el esfuerzo. Muchas reglas de diseño se basan en los límites de fluencia de los aceros.

3.3.1.2 Resistencia a la tensión o última resistencia: es el esfuerzo unitario máximo que puede alcanzar en un ensayo a la tensión.

3.3.1.3 Módulo de elasticidad (E): Es la pendiente de la curva esfuerzo deformación unitaria en el rango elástico, se calcula dividiendo el esfuerzo unitario, entre la deformación unitaria.

3.3.1.4 Ductilidad: es la capacidad del material para ser sometido a deformaciones inelásticas sin fracturas. En general se mide mediante el porcentaje de elongación en una probeta de longitud específica comúnmente de 2 a 8 pulgadas. El acero estructural tiene ductilidad considerable, lo que se reconoce en muchas reglas de diseño.

3.3.1.5 Soldabilidad: es la capacidad del acero para soldarse sin cambiar sus propiedades mecánicas básicas. Sin embargo, los materiales soldados, los procedimientos y las técnicas empleadas deben basarse en los métodos aprobados para cada acero. En general, la soldabilidad decrece con el aumento del carbono y manganeso.

3.3.1.6 Dureza: refleja la capacidad de un espécimen liso de absorber energía, como se ha caracterizado por el área bajo la curva de esfuerzo deformación.

3.3.1.7 Resistencia a la corrosión: se basan en las pendientes de la curva de pérdidas por corrosión (reducción del espesor) contra el tiempo. Por lo general, la referencia de comparación es la resistencia a la corrosión del acero al carbono sin cobre. Por lo tanto el acero constituye uno de los materiales estructurales por excelencia. Se usa en

gran variedad de tipos y formas en casi cualquier estructura. Desde enormes columnas hasta los pequeños clavos. El acero estructural es un material completamente industrializado y esta sujeto a estrecho control de su composición y de los detalles de su moldeo y fabricación. En la figura 3.1 se muestra la estructura metálicas de un galpón.



Figura 3.1. Estructuras metálicas.(CVG Ferrominera 2009).

Las estructuras metálicas, sin embargo, deben ser cuidadosamente protegidas contra la corrosión y la acción destructiva de la humedad y ambientes corrosivos, así como también de la acción del fuego, por lo cual deben ser recubiertas de concreto, o usarse pinturas epóxicas adecuadas. Las uniones, por otra parte, constituyen los puntos débiles de las estructuras metálicas, y su ejecución y mantenimiento exigen un estricto control periódico.

Por último, es conveniente recordar que en el acero existe la dificultad de materializar estructuras hiperestáticas vinculadas, ya que sus uniones no permiten, al

usar cierto tipo de conectores, una perfecta continuidad. Su costo, además, puede resultar elevado, competitivo solo en países altamente industrializados.

El acero es empleado en todo tipo de construcción, desde clavos para obras de madera hasta barras de refuerzo para estructuras de concreto armado. Particularmente el acero estructural corresponde al empleo de perfiles laminados.

El diseño de estructuras de acero implica la selección de perfiles estándar laminados en caliente, esta es la forma mas empleada del acero estructural. Adicionalmente, cuando la disponibilidad del tamaño necesario para el diseño no es posible, se fabrican perfiles a partir de láminas de acero, soldadas o apernadas en las figuras 3.2 y 3.3 (Ambrose, 1998; Galambos, Lin y Johnston, 1999; McCormac, 1996).

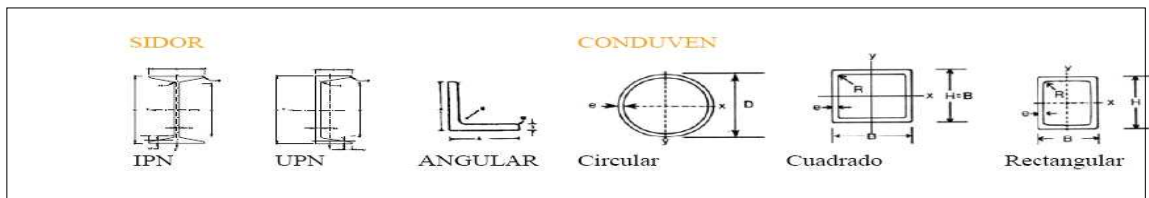


Figura 3.2. Perfiles laminados de acero disponibles en Venezuela (SIDOR, 1998).

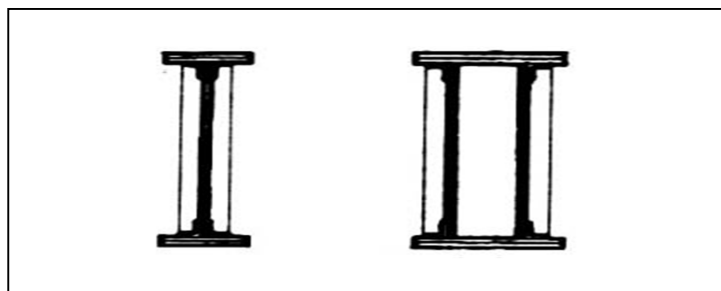


Figura 3.3. Perfiles armados en base a placas de acero (SIDOR, 1998).

3.3.1.8 Fases de deformación del acero: durante la deformación de un material, desde que se aplica una fuerza por primera vez, hasta que el material se rompe, atraviesa por varias fases, ver figura 3.4, serán explicadas a continuación:

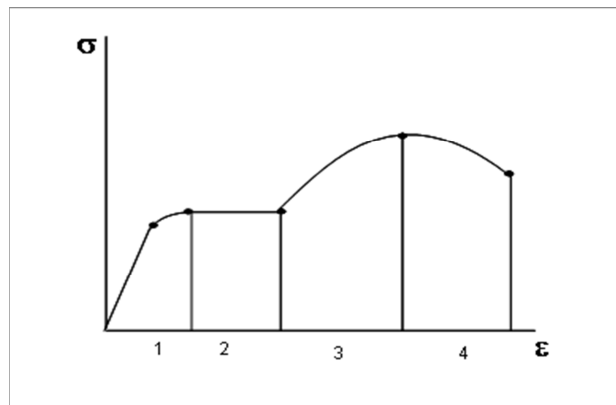


Figura 3.4. Diagrama de esfuerzo-deformación del acero (Wikipedia, 2007).

Zona elástica: durante esta fase, cualquier fuerza que deforme al material lo hará elásticamente, esto significa que al retirar la fuerza, el material regresará a su forma original. Dentro de la zona elástica la razón entre el esfuerzo y la deformación es constante hasta llegar al límite de proporcionalidad, donde la razón deja de ser constante, la deformación continuará hasta llegar al esfuerzo de fluencia

*Plasticidad perfecta o fluencia: durante esta fase el material se deformará plásticamente, con lo que al retirar la fuerza ya no regresará a su forma original. Durante esta fase suele referirse al material como perfectamente plástico.

*Endurecimiento por deformación: al pasar la fase de fluencia, será posible resistir una mayor fuerza (mayor esfuerzo) hasta llegar al último esfuerzo

.Estricción: durante esta fase el material comienza a deformarse sobre una región específica con lo que se vera más angosto en esa región y por ser más angosto la fuerza soportada disminuirá y finalmente llegara a la fractura (fallo), el esfuerzo de fractura.

De acuerdo a la gráfica de esfuerzo-deformación un material puede ser clasificado como dúctil si muestra deformaciones relativamente grandes o de lo contrario se considera material frágil.

3.3.1.9 Propiedades: del diagrama de esfuerzo deformación practicado en el acero, se obtienen diversos valores correspondientes al esfuerzo de cedencia que varían según el tipo de acero y se indican en la tabla 3.2. Por otra parte, el módulo de elasticidad (E) es el mismo para todos los tipos de acero y es igual a $2,1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ o $2 \times 10^5 \text{ MPa}$ en unidades del Sistema Internacional (de Mattos, 2006; Galambos, Lin y Johnston, 1999; McCormac, 1996).

**Tabla 3.2 Valores de cedencia para diversos aceros.
(SIDOR, 1998).**

Tipo de acero	F_y (kgf/cm ²)	F_y (MPa)
ASTM A36	2500	248
ASTM A500 grado C	3230 - 3515	317-345

3.3.1.10 Método de construcción: La construcción de estructuras de acero implica por una parte la unión de las piezas y por otra el alzado de ellas para ser colocadas en el lugar especificado. La conexión de las piezas es de especial cuidado ya que debe garantizar el comportamiento como un sistema estructural; estas conexiones pueden ser hechas mediante soldaduras, pernos o remaches.

En cuanto a la colocación los elementos de acero, se debe tener cuidado, ya que el alzado puede implicar inversión de las fuerzas de diseño. Además debe tomarse en cuenta colocar arriostramientos para dar estabilidad a la estructura durante la construcción (Galambos, Lin y Johnston, 1999).

3.3.2 El Concreto armado

En la construcción, la palabra concreto se usa para describir una gran cantidad de materiales que tienen un elemento en común: el uso de un agente aglutinante o aglomerante para formar una masa sólida a partir de un agregado suelto inerte ordinario. Los tres ingredientes básicos del concreto ordinario son agua, agente aglomerante (cemento) y un gran volumen de agregados sueltos (arena, grava). En el producto final puede haber enormes variaciones mediante el uso de diferentes aglomerantes, agregados y con el uso de químicos especiales y agentes espumosos, productores de burbujas de aire-vacío.

El concreto es casi el único material de construcción que llega en bruto a la obra. Esta característica hace que sea muy útil en construcción, ya que puede moldearse de muchas formas. Presenta una amplia variedad de texturas y colores y se utiliza para construir muchos tipos de estructuras, como autopistas, calles, puentes, túneles, presas, grandes edificios, pistas de aterrizaje, sistemas de riego y canalización, rompeolas, embarcaderos y muelles, aceras, silos o bodegas, factorías, casas e incluso barcos.

Otras características favorables del concreto son su resistencia, su bajo costo y su larga duración. Si se mezcla con los materiales adecuados, el concreto puede soportar fuerzas de compresión elevadas. Su resistencia longitudinal es baja, pero reforzándolo con acero y a través de un diseño adecuado se puede hacer que la estructura sea tan resistente a las fuerzas longitudinales como a la compresión. Su larga duración se evidencia en la conservación de columnas construidas por los egipcios hace más de 3.600 años.

Los componentes principales del concreto son pasta de cemento Portland, agua y aire, que puede entrar de forma natural y dejar unas pequeñas cavidades o se puede introducir artificialmente en forma de burbujas. Los materiales inertes pueden dividirse en dos grupos: materiales finos, como puede ser la arena, y materiales bastos, como grava, piedras o escoria. En general, se llaman materiales finos si sus partículas son menores que 6,4 mm y bastos si son mayores, pero según el grosor de la estructura que se va a construir el tamaño de los materiales bastos varía mucho. En la construcción de elementos de pequeño grosor se utilizan materiales con partículas pequeñas, de 6,4 mm. En la construcción de presas se utilizan piedras de 15 cm. de diámetro o más. El tamaño de los materiales bastos no debe exceder la quinta parte de la dimensión más pequeña de la pieza de hormigón que se vaya a construir.

Al mezclar el cemento Portland con agua, los compuestos del cemento reaccionan y forman una pasta aglutinadora. Si la mezcla está bien hecha, cada partícula de arena y cada trozo de grava queda envuelta por la pasta y todos los huecos que existan entre ellas quedarán rellenos. Cuando la pasta se seca y se endurece, todos estos materiales quedan ligados formando una masa sólida.

En condiciones normales el concreto se fortalece con el paso del tiempo. La reacción química entre el cemento y el agua que produce el endurecimiento de la

pasta y la compactación de los materiales que se introducen en ella requiere tiempo. Esta reacción es rápida al principio pero después es mucho más lenta. Si hay humedad, el concreto sigue endureciéndose durante años.

Cuando la superficie del concreto se ha endurecido requiere un tratamiento especial, ya sea salpicándola o cubriéndola con agua o con materiales que retengan la humedad, capas impermeables, capas plásticas, arpillera húmeda o arena. También hay pulverizadores especiales. Cuanto más tiempo se mantenga húmedo el hormigón, será más fuerte y durará más. En época de calor debe mantenerse húmedo por lo menos tres días, y en época de frío no se debe dejar congelar durante la fase inicial de endurecimiento. Para ello se cubre con una lona alquitranada o con otros productos que ayudan a mantener el calor generado por las reacciones químicas que se producen en su interior y provocan su endurecimiento.

3.3.2.1 Características físicas: a continuación e indican valores aproximados:

- ❖ Densidad: en torno a 2350 kg/m^3
- ❖ Resistencia a la compresión: de $150 \text{ a } 500 \text{ kg/cm}^2$ (15 a 50 MPa) para el hormigón ordinario. Existen hormigones especiales de hasta 2000 kg/cm^2 (200 MPa).
- ❖ Resistencia a la tracción: proporcionalmente baja, generalmente despreciable en el cálculo global, del orden de un décimo de la resistencia a la compresión.
- ❖ Tiempo de fraguado: dos horas, aproximadamente, en función de la temperatura y la humedad del ambiente exterior.

- ❖ Tiempo de endurecimiento: progresivo, en función de la temperatura, humedad y otros parámetros.

- ❖ De 24 a 48 horas, la mitad de la resistencia máxima, en una semana 3/4 partes y en 4 semanas prácticamente la resistencia total.

- ❖ Hay que resaltar que el hormigón se dilata y contrae en magnitudes semejantes al acero, pues tienen parecido coeficiente de dilatación, por lo que resulta muy útil su uso simultáneo en la construcción, además el hormigón, recubriéndolo, protege al acero de la oxidación.

3.3.2.2 Usos corrientes: es un material con buenas características de resistencia ante esfuerzos de compresión, sin embargo, tanto su resistencia a tracción como al esfuerzo cortante son relativamente bajas, por lo cual se debe utilizar en situaciones donde las solicitaciones por tracción o cortante sean muy bajas.

Para superar este inconveniente, se "arma" el concreto introduciendo barras de acero, conocido como concreto armado, o concreto reforzado, permitiendo soportar los esfuerzos cortantes y de tracción con las barras de acero, en la figura 3.5 se muestran algunas secciones de concreto armado. Es usual, además, disponer barras de acero reforzando zonas o elementos fundamentalmente comprimidos, como es el caso de columnas. Los intentos de compensar las deficiencias del concreto a tracción y cortante originaron el desarrollo de una nueva técnica constructiva a principios del siglo XX, la del concreto armado.

Posteriormente se investigó la conveniencia de introducir tensiones en el acero de manera deliberada y previa al fraguado del hormigón de la pieza estructural, desarrollándose las técnicas del concreto pretensado.

El concreto pretensado ha eliminado muchos obstáculos en cuanto a la envergadura y las cargas que soportan las estructuras de concreto para ser viables desde el punto de vista económico. La función básica del acero pretensado es reducir las fuerzas longitudinales en ciertos puntos de la estructura. El pretensado se lleva a cabo tensando acero de alta resistencia para inducir fuerzas de compresión al concreto. El efecto de esta fuerza de compresión es similar a lo que ocurre cuando queremos transportar una fila de libros horizontalmente; si aplicamos suficiente presión en los extremos, inducimos fuerzas de compresión a toda la fila, y podemos levantar y transportar toda la fila, aunque no se toquen los libros de la parte central.

Estas fuerzas compresoras se inducen en el concreto pretensado a través de la tensión de los refuerzos de acero antes de que se endurezca el concreto, aunque en algunos casos el acero se tensa cuando ya se ha secado. En el proceso de pretensado, el acero se tensa antes de verter el concreto. Cuando el concreto se ha endurecido alrededor de estos refuerzos tensados, se sueltan las barras de acero; éstas se encogen un poco e inducen fuerzas de compresión al concreto. En otros casos, el concreto se vierte alrededor del acero, pero sin que entre en contacto con él; cuando el concreto se ha secado se ancla un extremo del refuerzo de acero al concreto y se presiona por el otro extremo con gatos hidráulicos. Cuando la tensión es la requerida, se ancla el otro extremo del refuerzo y el concreto queda comprimido. En la figura 3.5 se muestran las secciones en concreto armado.

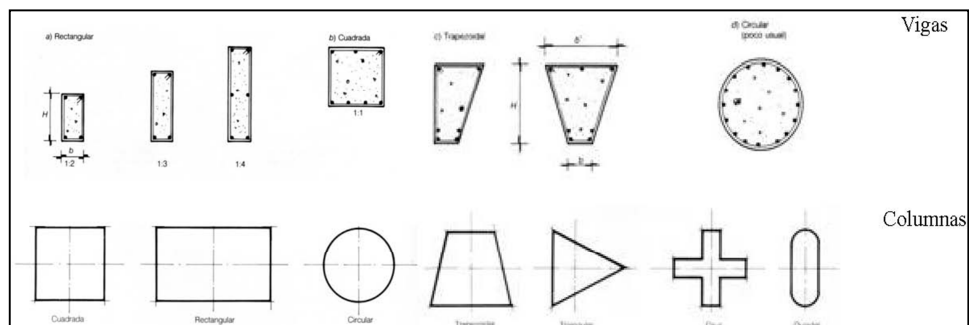


Figura 3.5. Secciones transversales en concreto armado (Construaprende, 2007).

3.4 Método de los estados límites

En la norma venezolana COVENIN - MINDUR 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.

El método de estados límites según las nuevas normas COVENIN-MINDUR para estructuras de concreto armado y acero estructural, puede estar relacionado con la pérdida de la capacidad de carga o con el deterioro gradual que hace que la estructura no cumpla con la función asignada o con la fatiga del material. El estado límite indica una condición en la cual la estructura deja de cumplir con una función deseada.

Las normas COVENIN-MINDUR estipulan dos tipos estados límites, estado límite de agotamiento resistente y estado límite de servicio. El estado límite de agotamiento resistente, que define la seguridad ante acciones extremas durante la vida útil esperada de la estructura, y el estado límite de servicio el cual define los requisitos funcionales.

3.4.1 Diseño de estado límite de agotamiento resistente

El estado límite de agotamiento resistente, se basa en la capacidad de carga de la estructura, analizando la estructura en el punto donde alcanza su máxima capacidad

portante y emplea el esfuerzo como parámetro de medida, el criterio fundamental para el diseño de estado límite de agotamiento resistente según la COVENIN 1618-98. Norma Venezolana. Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites está dado por la siguiente expresión simplificada (la norma COVENIN - MINDUR 2004-98 Terminología de las Normas Venezolanas COVENIN - MINDUR de Edificaciones hace una formulación más rigurosa)

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (3.1)$$

Donde:

Q_i = Efecto de la carga.

γ_i = Factor de mayoración de carga Q que debe ser mayor a 1.

R_n = Resistencia nominal del material.

ϕ = Factor de resistencia que debe ser menor a 1.

La ecuación 3.1 dice que el diseño consiste en trabajar con cargas mayores a las esperadas actuando sobre un material con una resistencia menor a la supuesta. La resistencia supuesta de un material o esfuerzo último para efectos de diseño se dice que es el esfuerzo de cedencia, ya que, una estructura con un comportamiento más allá del límite elástico es lo que se considera para la mayoría de los casos como un estado no deseado en la estructura por las implicaciones de las deformaciones permanentes y la pérdida de la relación lineal entre el esfuerzo y la deformación.

3.4.1.1 Acero estructural: según especificaciones de la norma COVENIN 1618-98. Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites, los factores de mayoración del estado límite de agotamiento de la resistencia aplicado a cada

carga así como las combinaciones de carga a ser consideradas en las estructuras de aceros se indican en la tabla 3.3.

Asimismo, en la tabla 3.4 están indicados los factores de minoración de la resistencia que debe emplearse para el diseño de elementos estructurales de acero.

Tabla 3.3 Factores de mayoración y casos de carga para estructuras de acero. (COVENIN 1618-98).

Caso de carga	Factores de mayoración
U1	1.4 CM
U2	1.2 CM + 1.6 CV + 0.5 CVt
U3	1.2 CM + 1.6 CVt + (0.5 CV o 0.8 W)
U4	1.2 CM + 1.3 W + 0.5 CV + 0.5 CVt
U5	0.9 CM ± 1.3 W
U6	1.2 CM + 1.6 CV ± S
U7	0.9 CM ± S

Donde:

CP = Acciones permanentes debido al peso propio. Definidas en COVENIN – MINDUR 2002 Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones.

CV = Acciones variables debidas al uso. Definidas en COVENIN – MINDUR 2002.

CVt= Acciones variables en techos y cubiertas. Definidas en COVENIN – MINDUR 2002.

W = Acciones debidas al viento. COVENIN – MINDUR 2003.

S= Acciones debidas al sismo. COVENIN – MINDUR 1756 – 98.

Tabla 3.4. Factores de minoración empleados en acero (COVENIN 1618-98).

Factor	Características
--------	-----------------

1,00	Aplastamiento en áreas proyectantes de pasadores, fluencia del alma bajo cargas concentradas, cortante en tornillos en juntas tipo fricción
0,90	Vigas sometidas a flexión y corte, filetes de soldadura con esfuerzos paralelos al eje de la soldadura, soldaduras de ranura en el metal base
0,85	Columnas, aplastamiento del alma, distancias al borde y capacidad de aplastamiento en agujeros

3.4.1.2 Concreto armado: los factores de mayoración del estado límite de agotamiento de la resistencia aplicados a cada carga así como las combinaciones de carga a ser considerados en las estructuras de concreto armado y los factores de minoración de la resistencia que deben emplearse para el diseño de elementos estructurales de concreto armado se indican en las tablas 3.5 y 3.6.

Tabla 3.5. Factores de mayoración y casos de carga para estructuras de concreto armado (COVENIN 1753-2006).

Caso de carga	Factores de Mayoración
U1	1.4 (CM + CF)
U2	1.2 (CM + CF + CT) + 1.6 (CV + CE) + 0.5 CVt
U3	1.2 CM + 1.6 CVt + (1.6 CV ó ± 0.8 W)
U4	1.2 CM ± 1.6 W + 1.6 CV + 0.5 CVt
U5	1.2 CM + 1.6 CV ± S
U6	0.9 CM ± 1.6 W
U7	0.9 CM ± S
U8	0.9 CM ± 1.6 CE

Cuando sean importantes, también se considerarán las siguientes acciones:

	Acciones debidas a empujes de tierra, materiales granulares y agua.
--	---

E	Definidas COVENIN - MINDUR 2002
F	Acciones debidas a fluidos. Definidas en COVENIN – MINDUR 2002.
T	Acciones geológicas o térmicas, asentamientos diferenciales. Definidas COVENIN-MINDUR 2002.

El factor de combinación de solicitaciones debidas a las acciones variables en las combinaciones será 1.00, excepto en pisos y terrazas de edificaciones destinadas a vivienda en que se tomará como 0.50.

**Tabla 3.6 Factores de minoración empleados en concreto armado
(COVENIN 1753-2006).**

Factores de resistencia ϕ	Situaciones
0,90	Flexión y tracción
0,70	Columnas con armadura transversal helicoidal
0,65	Columnas con armadura transversal cerrada
0,75	Corte y torsión

3.4.2 Método de estado límite de servicio

Se refiere al comportamiento de la estructura bajo cargas normales o de servicio, se relaciona con la carga variable y controla las deformaciones en la estructura. El criterio del estado límite de servicio es prevenir la interrupción en el

uso funcional y daños a las estructuras durante su uso normal diario. Si bien un mal funcionamiento no resulta en colapso de la estructura o pérdida de vida o lesiones, puede ser un serio perjuicio o menoscabo al usufructo de la estructura y conducir a reparaciones costosas.

En una estructura flexible es inaceptable despreciar las condiciones de servicio. Hay esencialmente tres tipos de comportamiento estructural que puede llevar al estado límite de servicio:

Excesivo daño local por cedencia, pandeo, deslizamiento, o agrietamiento que puede requerir un excesivo mantenimiento u ocasionar corrosión.

Excesiva flecha o rotación que puede afectar la apariencia, función, o drenaje de la estructura, o que puede causar daños a componentes no estructurales y sus conexiones.

Vibración excesiva producida por viento o cargas variables transientes que afectan el bienestar de los ocupantes de la estructura o la operación de equipos mecánicos.

La verificación del estado límite de servicio concierne al adecuado desempeño de las condiciones de sollicitación. Si bien se supone comportamiento elástico, algunos componentes estructurales deberán ser estudiados con respecto a su comportamiento bajo las acciones que actúan a largo plazo.

Es difícil especificar valores límites de desempeño estructural basado en consideraciones de servicio porque depende de una gran gama de tipos de estructura, su uso, y las reacciones fisiológicas subjetivas, por ejemplo, el movimiento estructural en hospitales deberá ser claramente menor al de un edificio industrial. La

percepción humana de los niveles de movimiento estructural están muy lejos de los movimientos que pueden causar algún daño estructural. Las solicitaciones y sus apropiadas combinaciones así como los valores límites aceptables deben ser determinados cuidadosamente por el ingeniero estructural tomando en consideración la reacción de los ocupantes a la respuesta de la estructura.

3.4.2.1 Acero estructural: las flechas admisibles para carga variable en estructuras de acero se muestran en la tabla 3.7.

Tabla 3.7. Flechas admisibles para carga variable. (COVENIN 1618-98).

Tipo de elemento	Flecha admisible
Tramos de miembros en pisos y techos que soportan acabados susceptibles de agrietarse.	L/360
Tramos de miembros en pisos y Techos que soportan acabados no susceptibles de agrietarse.	L/300

Concreto armado: las flechas admisibles para carga variable en estructuras de concreto armado se muestran en la tabla 3.8.

Tabla.3.8. Flechas admisibles para carga variable. (COVENIN-MINDUR 1753-06).

Tipo de Elemento	Flecha Admisible
Techos llanos con pendiente mínima que no soportan ni están unidos a componentes estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas	L/180
Pisos que no soportan ni están unidos a miembros no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas	L/360
Techos planos con pendiente mínima o pisos que soportan o están unidos a componentes no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas	L/480

3.5 Elementos de sujeción

Los aceros para pernos o tornillos de calidad estructural están amparados por las especificaciones A307, A325 y A490.

La A307 cubre los pernos de acero al carbono para aplicaciones generales, como las conexiones con esfuerzos bajo o secundario. Las especificaciones A325 incluyen tres tipos de pernos de alta resistencia para empalme de acero estructural: Son los pernos hechos de acero al carbono medio., de acero martensita bajo al

carbono, los resistentes a la corrosión atmosférica. En general los pernos tipo 1 deben especificarse cuando estén involucrados a altas temperaturas de aplicación y cuando se requiere el galvanizado; el tipo 3 debe especificarse cuando se requiere resistencia a la corrosión atmosférica; en el caso que no se especifiquen el tipo de perno, puede usarse el tipo 1 o 2.

Las especificaciones A490 incluye tres tipos de pernos de acero para empalmes de acero estructurales: tipo 1 son pernos hechos de acero con aleación, tipo 2 son pernos hecho con acero martensita bajo al carbono, y el tipo 3, son pernos resistentes a la corrosión atmosférica y al desgaste.

Los pernos tipo 1 se utilizan cuando no se especifica el tipo de perno. El tipo 3 debe especificarse cuando requiera resistencia a la corrosión atmosférica. El perno A490 galvanizado por inmersión en caliente no debe usarse. Manual del ingeniero civil 2007

3.5.1 Perfiles de acero estructural

La mayor parte de los aceros usados en construcción de edificio se fabrica a partir de perfiles laminados. Están disponible en extensa variedad se denominan perfiles W (perfiles de patín ancho), perfiles M (diversos perfiles), perfiles S (secciones I normales), ángulos canales y barras. El manual of Steel Construction, American institute of Steel Construction, tabula las respectivas propiedades de estos perfiles.

Los perfiles de patín ancho varían desde un W4x13 (pulgadas de peralte y pesa 13 lb/pies lineal) para columnas gigantes van hasta los W14x730.

En general, los perfiles de patín ancho son las secciones de las vigas más eficaces. Tienen una lata proporción del área de la sección transversal en los patines y así una lata relación de modulo de sección respecto al peso. La serie W de 14 pulgada incluye perfiles que se utilizan como secciones de columnas; el alma relativamente gruesa trae como resultado una lata relación entre área y peralte. Manual del ingeniero civil 2007.

3.5.2 Material de conexión

Las conexiones se hacen normalmente con acero A36. Sin embargo, si se usan acero de alta resistencia superior, los agrupamientos estructurales por tamaños para ángulos y barras son.

Grupo 1: espesores de $\frac{1}{2}$ pulgada o menos.

Grupo 2: espesores que pasan de $\frac{1}{2}$ pulgada pero no más de $\frac{3}{4}$ pulgada.

Grupo 3: espesores que pasan de $\frac{3}{4}$.

Las T estructurales, pertenecen al mismo grupo de los perfiles de patín ancho o los normales a partir de los cuales se cortan. (Un WT7 x 13, por ejemplo, designa una te formada al cortar a la mitad un W14 x 26 y por eso se le considera un perfil de grupo1 como es el de W26.). Manual del ingeniero civil 2007.

3.5.3 Soldaduras

En los últimos años la soldadura ha tenido un gran desarrollo en su aplicación a las uniones en construcciones metálicas. Es un procedimiento mediante el cual los

metales se unen por fusión se reblandece y se funde el metal en los bordes a soldar mediante el calor producido por un arco eléctrico o un soplete de oxiacetileno.

En la soldadura eléctrica se provoca el arco eléctrico entre las piezas que se van a soldar y un electrodo que constituye el metal de aportación que queda depositado entre las piezas que se van a soldar y un electrodo que constituye el metal de aportación que queda depositado entre las piezas a unir formando lo que se llama el cordón de soldadura.

Los tipos de soldadura más frecuentes son: soldadura a tope y soldadura en ángulo del primer tipo solo indicaremos que se trata de una unión de penetración completa y forma una transición casi perfecta entre los elementos soldados, de forma que evita el efecto de entalla en la unión las especificaciones de las normas al uso establecen, en el caso de soldaduras a tope sometidas a cargas estáticas en estructuras metálicas de edificios, la misma tensión de cortadura admisible para la soldadura y para el metal base. En general este tipo de soldadura no requiere cálculo de comprobación y su capacidad de resistencia mecánica es igual a la de la chapa menor espesor de las dos que forman parte de la unión.

En las soldaduras en ángulo se distinguen cordones frontales y cordones laterales, según su situación respecto a la dirección del esfuerzo perpendicular o paralela respectivamente.

La mínima anchura del condón recibe el nombre de garganta y se designa por d , llamaremos asimismo, h del cordón a la distancia que hay en la sección recta de la soldadura entre los centros de los bordes. (L. Ortiz Berrocal, 2002).

La soldadura por puntos son soldaduras de resistencia usualmente redondas, en la misma forma que los electrodos que aprietan las chapas unas contra otras; se utilizan solo sobre material delgado.

Una soldadura intermitente se compone de cortas longitudes de 5 a 7cm de soldadura con espacios vacíos entre ellas por ejemplo de 15 cm entre centros. La mínima longitud debe ser por lo menos $4b$ y no menor que 2.5 cm esta disposición economiza metal de soldadura caro cuando no es necesaria una soldadura continua. (Virgil Moring Faires, 2001).

3.6 Transferencia de esfuerzo de las columnas a las zapatas

Para que una zapata cumpla su cometido, los esfuerzos de las columnas se deben distribuir en ella y extenderlo sobre el suelo o en los pilotes, con un factor de seguridad contra la falla de la zapata. Los esfuerzos en el refuerzo longitudinal de una columna se deben transferir a su pedestal o zapata ya sea con la prolongación del acero longitudinal dentro del apoyo con espigas o barras de transmisión por lo menos se deben prolongar cuatro varillas o utilizar cuatro barras de transmisión en cualquier caso, se debe proveer un mínimo de 0.5% de área de acero según el área de la columna para la transferencia de carga.

Las varillas para la transferencia de esfuerzos se deben proyectar dentro de la base una distancia suficiente para ahogamiento por compresión, a fin de transferir los esfuerzos en las varillas de las columnas al concreto de la base. Cuando se utilizan barras de transmisión o espigas, su área total debe ser adecuada para transferir la compresión en exceso de la transmitida por el concreto de la columna a la zapata de apoyo y el diámetro de las barras de transmisión no debe exceder en mas de 0.15 pulgadas del diámetro de la varilla de la columna. Si la longitud requerida en la barras de transmisión es mayor que la altura de la zapata, menos 3 pulgadas, entonces se

deben agregar varillas de menor diámetro de área equivalente o se debe agregar una capa de concreto monolítico, para aumentar la profundidad del concreto. Las barras de transmisión, además deben proveer por lo menos $\frac{1}{4}$ parte de la capacidad de tensión de las varillas para la columna en cada cara de la columna. Las barras de transmisión se deben extender dentro de la columna una distancia igual a la requerida para el traslape para compresión de las varillas de las columnas.

3.7 Sistema de ventilación

Por medio de la ventilación adecuada pretende alejar del edificio los humos, gases y el calor engendrado por el fuego y altas temperaturas. La ventilación es un factor importante en la lucha contra dichos parámetros.

El sistema de ventilación de un edificio, cumple respecto al incendio y/o altas temperaturas las siguientes funciones:

1 Protección de las vidas humanas, alejando o desviando los gases tóxicos, humos y las altas temperaturas de los lugares donde los ocupantes del edificio deberán encontrar refugio temporal.

2 Mejorar el ambiente de las zonas vecinas al incendio, mediante alejamientos de humos y calor. Esto permite a los bomberos avanzar hacia el incendio, con el fin de extinguirlo con la mínima cantidad de tiempo, agua y daños.

3 Control de propagación o dirección del fuego, instalando corrientes de aire que dirigirán el incendio en la dirección deseada. De esta manera, los ocupantes o pertenencias valiosas podrán ser protegidas más rápidamente.

4 Tomar las debidas provisiones para alejar los gases combustibles que no han ardido antes de que estos adquieran una combinación inflamable, evitando contracorrientes o explosiones de humo y calor.

Al diseñar el edificio y sus sistemas de ventilación natural y/o forzada, el equipo proyectista debe estar consciente de las importantes funciones de la ventilación. La instalación de exhaustadotes de humos, paneles, claraboyas o cualquier otro medio de apertura rápida en caso de emergencia es importante y garantizar que sus depositos y comandos estén en óptimas condiciones de operación, exigencias que nunca deben ser olvidadas.

En los edificios de producción de la industria el diseño del sistema de exhaustotes de humo y/o calor esta en dependencia del nivel de riesgo - tipo de material en producción o almacenaje – del edificio bajo cubierta. Así, por ejemplo en la tabla 3.9 se muestran diferentes superficies de salida de humos y/o temperatura por la cubierta para los diferentes niveles de riesgo.

Tabla 3.9 Diferentes superficies de salida de humos y/o temperatura.

TIPO DE RIESGO	SUPERFICIE DE SALIDA (% de la superficie de la planta)
Área de bajo riesgo- (Acero u otros materiales incombustibles)	La superficie de ventilación debe ser equivalente al 0.75- 1% de la superficie en planta.
Área de medio Riesgo	La superficie de ventilación debe ser equivalente al 1.5 – 2% de la superpie

	en planta.
Área de alto riesgo (madera, goma y papel)	La superficie de ventilación debe ser equivalente al 2.5-3% de la superficie en planta.
Área de altísimo riesgo (pintura, disolventes químicos)	La superficie de ventilación debe ser equivalente al 3-5% de la superficie en planta.

3.7.1 El Diseño de un sistema de ventilación de humos y/o disipador de altas temperaturas

En un edificio industrial contemplan el análisis detallado del layout, del proceso, de los productos almacenados y del sistema de almacenaje, de los materiales por área – cantidad, tamaño y tipo de pallets utilizados, del sistema de protección, activa y pasiva, contra incendios y altas temperaturas, de la ubicación del sistema de bomberos más cercanos y de su tiempo de respuesta, de los medios de manutención instalados - grúas puentes, etc., de los sistemas de comportamiento.

Los principales tipos de exhaustadotes de humo y/o disipadores de altas temperaturas, bien de fachadas o de cubiertas, que se emplean en las industrias, son:

Ventilador- Exhaustor de compuerta: se fabrican de una o dos compuertas de aluminio y/o policarbonato, generalmente con aislamiento y dimensiones Standard desde 1.25 m² hasta 3.5 m² de superficie.

2. Ventilador – Exhaustor de Lamas: se fabrican con lamas de aluminio o policarbonato, generalmente con aislamiento. Dimensiones Standard desde 0.75 M hasta los 6 M de superficie.

También se fabrican, para ser utilizados como persianas de entrada de aire y con las mismas características de ventilador – Exhaustor de lamas de cubierta, para instalar en fachadas con dimensiones Standard de 0.80 M d superficie hasta 5 M.

Los ventiladores de cumbreras, como es el caso del ventilador ROBERSONT, tradicionalmente empleados en la industria para la salida de humos y/o altas temperaturas por cubierta, se siguen empleando y sus diseños, según el fabricante, garantizan una descarga u otra en forma de sus gargantas de apertura que van desde 1,000 mm a 5,000 mm.

De igual forma se siguen empleando y se emplean con gran frecuencia los monitores o ventiladores de cubierta, que permiten la extracción del humo por aspiración – exacción con caudales (m³/min) menores de tipo natural de limitado efecto en caso de incendios, y de tiro forzado de sistema mecánico de aspiración.

En las figuras 3.6 y 3.7 se muestran el dimensionado y funcionamiento de un ventilador estático tipo Robertson

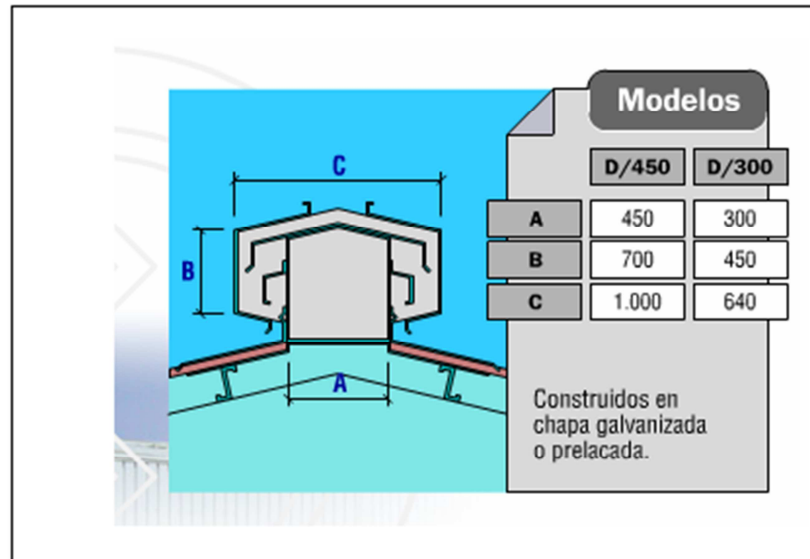


Figura 3.6 Dimensionado de un ventilador Robertson.

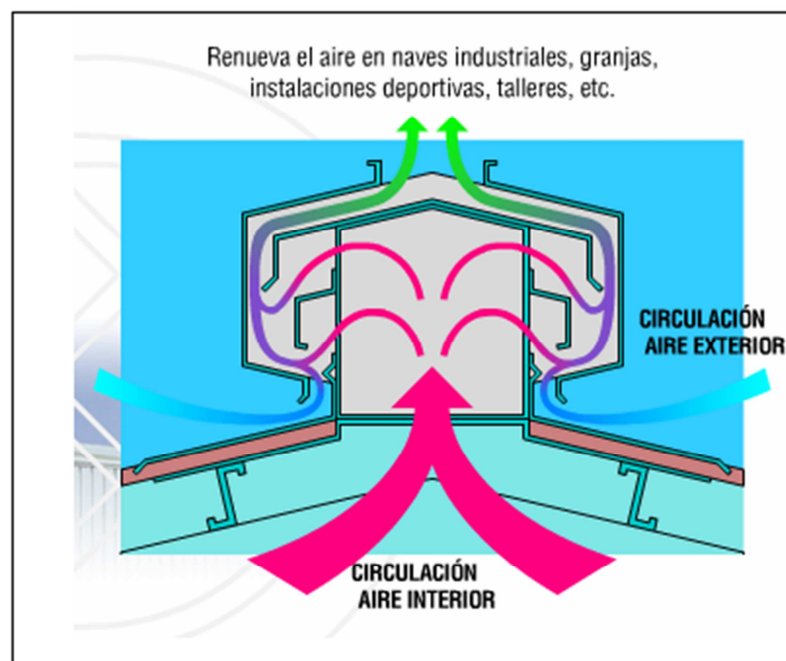


Figura 3.7 Funcionamiento de un ventilador Robertson.

CAPÍTULO IV

METODOLOGÍA DE TRABAJO

4.1 Tipo de investigación

El nivel requerido para la investigación es del tipo proyectiva ya que la misma proyecta diseño estructural de la nave industrial para la planta piloto para producción de arrabio y/o HRD dándole proyección al incremento del material mencionado en Puerto Ordaz C.V.G. Ferrominera Orinoco, C.A., ya que de acuerdo a lo señalado por Hurtado (1998), se define como investigación proyectiva:

"a todas aquellas investigaciones que conducen a inventos, programas, diseños o a creaciones dirigidas a cubrir una determinada necesidad" (p.311).

Es proyectiva por que se intenta plantear alternativas que optimicen un diseño integral y seguro los cuales forma parte de las actividades del departamento de mantenimiento industrial el diseño se efectuara bajo dos métodos de construcción (Concreto armado y estructuras metálicas).

4.2 Diseño de investigación

La estrategia en que se apoya la investigación para responder satisfactoriamente al problema planteado es documental y de campo. Documental porque se requiere de diversos compendios bibliográficos para consignar la información referente al diseño estructural de una nave industrial para Planta piloto para producción de Arrabio y/o HRD y de campo porque se realizan estudios en la zona para conocer la extensión total del terreno, la superficie de las nuevas áreas de construcción, las condiciones climáticas y atmosféricas para con ello establecer la necesidad de disponer de nuevas áreas de construcción de la nave; ya que según Carlos Sabino (2002):

En los diseños de campo los datos de interés se recogen en forma directa de la realidad, mediante el trabajo concreto del investigador y su equipo. Estos datos, obtenidos directamente de la experiencia son llamados primarios, denominación que alude al hecho de que son datos de primera mano, originales, producto de la investigación en curso sin indeterminación de ninguna naturaleza. Cuando a diferencia de lo anterior, los datos a emplear han sido ya recolectados en otras investigaciones y son conocidos mediante los informes correspondientes, nos referimos a datos secundarios, porque han sido obtenidos por otros y nos llegan elaborados y procesados de acuerdo con los fines de quienes inicialmente los obtuvieron y manipularon. Como estas informaciones proceden siempre de documentos escritos, pues esa es la forma uniforme en que se emiten los informes científicos, damos a estos diseños el nombre de bibliográficos. (p. 64).

4.3 Población

La población es la totalidad del fenómeno a estudiar, donde las unidades de población poseen una característica común, las que se estudian y da origen a los datos de la investigación (www.rena.edu.ve/cuartapa/metodologia/Tema6.html), basándose en esto y considerando que el tipo de investigación es proyectiva, la población del

presente trabajo es la nave industrial para planta piloto de producción de arrabio.

4.4 Muestra

La muestra de la investigación según Morles en 1994, es el “subconjunto representativo de un universo o población”. Ya que la población es única, la muestra será igual a la población, dicho de otro modo, la muestra es la nave industrial para planta piloto de producción de arrabio.

4.5 Técnicas de recolección de datos

4.5.1 Revisión bibliográfica

Esta técnica permitió obtener la información pertinente para analizar y estudiar el proyecto, es decir, la documentación necesaria para saber como se diseña la estructura de una nave industrial para planta piloto para la producción de arrabio y/o HRD Se revisaron las normas referentes al tema.

4.5.2 Entrevista 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 del jefatura de proyecto; todo ello con el fin de recolectar información acerca de construcción de la nave.

4.5.3 Observación directa

Esta técnica me permitirá visualizar la realidad del terreno donde se realizará el diseño estructural de la nave industrial para producción de arrabio y/o HRD, así como el proceso utilizado por las gerencias para la realización de la misma.

4.6 Técnicas de procesamiento y análisis de datos

4.6.1 Técnicas de procesamiento de datos

4.6.1.1 Tabulación: Con esta técnica se permitió ordenar con sus diferentes variables dependientes e independientes los miembros involucrados en el modelo matemático,. Según Carlos Sabino:

“La palabra tabulación deriva etimológicamente del latín *tabula*, y significa hacer tablas, listados de datos que los muestren agrupados y contabilizados” (p. 124).

4.6.1.2 Graficación: Con esta técnica se visualizó de una manera rápida y efectiva de los datos vaciados en las diferentes tablas con la finalidad de lograr una mejor comprensión de los valores matemáticos expresados en las mismas. Es decir para la totalidad de los elementos presentes, los valores de los miembros. Según Carlos Sabino (2006):

“La graficación es una actividad que consiste en expresar visualmente los valores numéricos que aparecen en los cuadros. Su objeto es permitir una comprensión global, rápida y directa, de la información que aparece en cifras”. (p. 129)

4.6.2 Análisis de datos

Según lo expresado por Carlos Sabino (2006):

Desde un punto de vista lógico, analizar significa descomponer un todo en sus partes constitutivas para su más concienzudo examen. La actividad opuesta y complementaria a ésta es la síntesis, que consiste en explorar las relaciones entre las partes estudiadas y proceder a reconstruir la totalidad inicial. (p. 133)

4.6.2.1 Análisis cuantitativo: con ésta técnica nos permitió visualizar si los valores de los distintos elementos de la estructura, cumplen con las condiciones y normas e necesidades que el proyecto amerita

4.6.2.2 Análisis cualitativo: con esta técnica se analizó la información verbal que no era cuantificable y que por lo tanto tuvo que mantenerse de forma puramente cualitativa. El análisis se efectuó cotejando los datos que se refiere a un mismo aspecto y evaluando la fiabilidad de cada información.

4.7 Procedimiento para la realización de la investigación

4.7.1. Etapa I

Recolección y revisión de material bibliográfico: durante esta etapa se localizaron todas las fuentes de información existentes, tales como, normas aplicables y textos; también la recopilación de información referente a naves industriales semejantes, en la cual se obtuvieron de manera inmediata todos los planos de estructuras existentes que cumplen con la necesidad planteada por la gerencia.

4.7.2 Etapa II

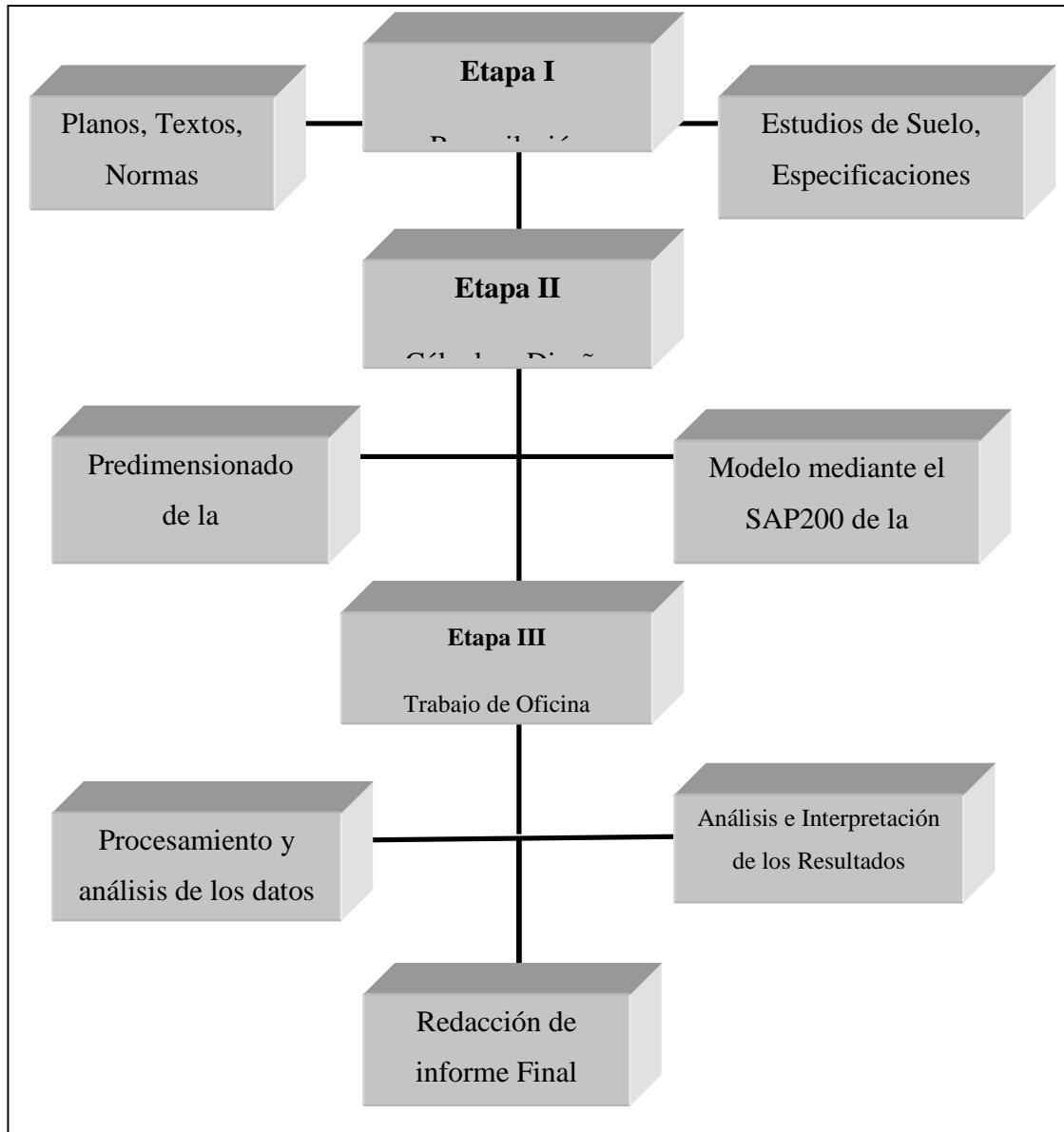
Cálculo y Diseño estructural de los miembros existentes en el modelo de la estructura: en esta etapa se realizó el predimensionado de la estructura y luego se procedió a crear el modelo en el programa SAP 2000 y revisar las condiciones necesarias y aplicables al proyecto.

4.7.3 Etapa III

Análisis e interpretación de los resultados: Los cuales son obtenidos mediante el SAP 2000, en ella se interpretó los valores de los esfuerzos en los miembros obtenidos en el modelo estructural, y el diseño y elaboración de los planos estructurales y de fundaciones.

4.8 Flujograma de metodología del trabajo

El flujograma de la metodología se muestra en la figura 4.1.



4.1 Flujograma de trabajo.

CAPÍTULO V

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS

5.1 Establecimiento de los parámetros necesarios para solicitaciones de carga bajo las cuales estará sometida la estructura

Existen distintos métodos para el diseño de estructuras metálicas, entre ellos se encuentra el LRFD que sus siglas en inglés traducen: “estado límite de agotamiento resistente.” La utilización de dicho método requiere de una serie de parámetros indispensables para lograr la obtención del diseño que se requiera, en este caso el diseño estructural de una nave industrial para planta piloto de producción de arrabio.

5.1.1 Solicitaciones de carga para acero estructural

Según especificaciones de la norma COVENIN 1618-98. Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites, las combinaciones de carga a ser consideradas en las estructuras de aceros se indican en la tabla 5.1, siendo estas las utilizadas en el diseño de la nave industrial para planta piloto.

Tabla 5.1 Factores de mayoración y casos de carga para estructuras de acero. (COVENIN 1618-98).

Caso de carga	Factores de mayoración
U1	1.4 CM
U2	1.2 CM + 0.5 CVt
U3	1.2 CM + 1.6 CVt \pm 0.8 W)
U4	1.2 CM \pm 1.6 W + 0.5 CVt
U5	0.9 CM \pm 1.6 W
U6	1.2 CM + CVt \pm S
U7	0.9 CM \pm S

El método LRFD contempla el estado límite de agotamiento resistente y estado límite de servicio, en la norma COVENIN 1618-1998 no especifica las combinaciones de carga del estado límite de servicio, estas combinaciones se detallan en la norma COVENIN 1753-2006).

Las solicitaciones del estado límite de servicio aplicado a cada carga así como las combinaciones de carga a ser considerados en las estructuras que deben emplearse para el diseño de elementos estructurales utilizadas en el diseño de una nave industrial para planta piloto de producción se indican en la tabla 5.2.

Tabla 5.2. Combinaciones de solicitaciones para estado Limite de Servicio (COVENIN 1753-2006).

Caso de carga	Factores de Mayoración
S1	CM
S2	CVt
S3	CM + CVt
S4	CM + 1.3 W
S5	0.9 CM \pm 1.3 W

S6	$CM \pm 0.7 S$
S7	$0.9 CM \pm 0.7S$
S8	0.9 CM

5.1.2 Solicitaciones de carga para concreto estructural

El dimensionado de las columnas generan cargas elevadas (momentos) que son transferidas a las fundaciones de la estructura; durante la elaboración del diseño de la nave industrial para planta piloto, la utilización de estas fuerzas produjeron un dimensionado abrupto de las zapatas, es decir, el espacio físico existente eran menor al solicitado por el diseño de esta infraestructura, es por esto que se hace necesaria la colocación de vigas de arriostramiento de concreto. En la tabla 5.3 se mencionan las combinaciones del estado límite de agotamiento resistente para estructuras de concreto.

Tabla 5.3. Factores de mayoración y casos de carga para estructuras de concreto armado (COVENIN 1753-2006).

Caso de carga	Factores de Mayoración
U1	1.4 CM
U2	$1.2 CM + 0.5 CVt$
U3	$1.2 CM + 1.6 CVt \pm 0.8 W)$
U4	$1.2 CM \pm 1.6 W + 0.5 CVt$
U5	$1.2 CM + CV \pm S$
U6	$0.9 CM \pm W$
U7	$0.9 CM \pm S$
U8	0.9 CM

5.1.3 Peso específico de los materiales utilizados en el diseño del galpón

Los pesos específicos considerados para el diseño de la estructura estructuras metálicas según las normas y 1618-98 se muestran de tabla 5.4:

**Tabla 5.4. Peso específico de los materiales
(COVENIN 1753-06 y 1618-98).**

	Peso específico (kg/m ³)
Acero estructural	7850
Concreto armado	2500

5.1.4 Carga vivas

Las cargas vivas que se aplicaron según Norma COVENIN-MINDUR 2002-88 Norma Venezolana. Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones y fueron las que se muestran en la tabla 5.5

**Tabla 5.5 Sobrecarga por uso
(COVENIN-MINDUR
2002-88).**

	Carga (kg/m ²)
Techo	50

5.1.5 Carga por sismo

La carga por sismo fue considerada de acuerdo con la norma COVENIN 1756-1:2001, y los parámetros utilizados fueron los siguientes, ver apéndice A, B, C Y F.

Zonificación: zona 3.

Uso: grupo A

Coefficiente de uso: (a) 1

Nivel de diseño: ND3

Tipo de estructura: tipo 1

Perfil del suelo: S3

5.1.6 Carga de viento

La carga de viento fue considerada de acuerdo a la COVENIN-MINDUR 2003-89. Norma Venezolana. Acciones del Viento sobre las Construcciones y los parámetros utilizados fueron los siguientes, ver apéndice H e I:

Velocidad básica del viento Bolívar (Municipio Caroní): 90 km/h.

Clasificación de la estructura según su uso: Grupo B

Factor de importancia eólica: 1

Clasificación de la estructura según características de respuesta: tipo I.

Tipo de exposición: tipo C

5.1.7 Cargas reales de viento

Las cargas utilizadas en el programa Sap2000 para el viento paralelo y transversal a la cumbrera, se muestra a continuación en la tabla 5.6.

Tabla 5.6 Solicitación por viento a nivel de las columnas del galpón.

Cargas	Distancia (M)	Unidad (Kgf /M ² .)
Viento paralelo a la cumbrera	0 - 6	60
	6 - 18	120
Viento transversal a la cumbrera	0 - 6	30
	6 - 18	60

5.1.8 Estudios de suelo

Los parámetros del estudio de suelo empleados se muestran de la tabla 5.7.

Tabla 5.7. Parámetros de suelo (Ferrominera, 1967).

Capacidad soporte del suelo σ_{adm} :	1.22 kg/cm ²
Peso unitario del suelo γ :	1.800 kg/m ³ .

5.2 Describir las características principales de los distintos tipos de materiales a utilizar

5.2.1 Acero

La denominación estructura de acero se emplea para designar perfiles laminados, barras y planchas preparadas para ensamblado, mediante punzonado, remachado, soldado y cepillado. El acero para estructuras se emplea en la construcción de edificios, puentes, torres con estructuras similares que requieren armazones resistentes para sostener cargas considerables y para resistir fuerzas de índole diversa. Para tales propósitos, el acero laminado es uno de los materiales de construcción mejor conocido y más confiable, Además, es especialmente apropiado para armaduras de puentes y edificios sobre vanos largos, así como para vigas, tirantes y columnas cuando la rigidez de la construcción.

5.2.1.1 Ventajas de las estructuras de acero: el acero se recomienda especialmente como material de construcción por las razones siguientes:

*Su método de manufactura esta tan controlado y mecanizado, que sus propiedades físicas son casi invariables; además, sus elementos (como carbono, hierro, etc.) se combinan con gran exactitud científica, según formulas perfeccionadas después de ensayos completos.

*Cada colada de acero se somete a prueba antes de hacerse su aceptación final.

- ❖ Es muy resistente a esfuerzos de toda clase, como tracción, compresión, cortante, torsión, curvas, etc.

- ❖ La alta resistencia del acero por unidad de peso, permite estructuras relativamente livianas, lo cual es de gran importancia en la construcción de puentes, edificios altos y estructuras cimentadas en suelos blandos.

- ❖ Las propiedades del acero no se alteran con el tiempo, ni varían con la localización en los elementos estructurales.

- ❖ El acero es el material que más se acerca a un comportamiento linealmente elástico (Ley de Hooke) hasta alcanzar esfuerzos considerables.

- ❖ Los perfiles laminados están fabricados bajo estándares que permiten establecer de manera muy precisa las propiedades geométricas de la sección.

- ❖ El acero permite soportar grandes deformaciones sin falla, alcanzando altos esfuerzos en tensión, ayudando a que las fallas sean evidentes.
- ❖ El acero tiene la capacidad de absorber grandes cantidades de energía en deformación (elástica e inelástica).

- ❖ El acero en perfiles se puede conectar fácilmente a través de remaches, tornillos o soldadura con otros perfiles.
- ❖ El acero se encuentra disponible en perfiles para optimizar su uso en gran cantidad de tamaños y formas.

- ❖ Las estructuras de acero de desecho, tienen un valor de recuperación en el peor de los casos como chatarra de acero.

- ❖ El acero es un material 100 % reciclable además de ser degradable por lo que no contamina.

- ❖ El acero permite modificaciones y/o ampliaciones en proyectos de manera relativamente sencilla.

- ❖ Permite realizar la mayor parte posible de una estructura en taller y la mínima en obra consiguiendo mayor exactitud.

5.2.1.2 Desventajas de las estructuras metálicas: las estructuras metálicas tienen las siguientes desventajas:

- ❖ El acero expuesto a intemperie sufre corrosión por lo que deben recubrirse siempre con esmaltes alquidáticos (primarios anticorrosivos) exceptuando a los aceros especiales como el inoxidable.

- ❖ En el caso de incendios, el calor se propaga rápidamente por las estructuras haciendo disminuir su resistencia hasta alcanzar temperaturas donde el acero se comporta plásticamente, debiendo protegerse con recubrimientos aislantes del calor y del fuego (retardantes) como mortero, concreto, asbesto, otros.

- ❖ Debido a su alta resistencia/peso el empleo de perfiles esbeltos sujetos a compresión, los hace susceptibles al pandeo elástico, por lo que en ocasiones no son económicas las columnas de acero.

- ❖ La resistencia del acero (así como del resto de los materiales), puede disminuir cuando se somete a un gran número de inversiones de carga o a cambios frecuentes de magnitud de esfuerzos a tensión (cargas pulsantes y alternativas).

El acero utilizado para el diseño estructural es el A36, en la tabla 5.8 menciona sus propiedades:

Tabla 5.8 Propiedades del Acero Estructural.

Módulo de elasticidad	$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf / cm}^2$
Modulo de Corte	$G = E/2.60 \approx 808000 \text{ kgf / cm}^2$
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0.3$
Peso unitario	$P = 7850 \text{ kgf / cm}^3$
Coefficiente de dilatación térmica lineal	$A = 11.7 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

Los perfiles utilizados en modelo estructural, se presentan en la tabla 5.9, de ellas la mayoría son laminados como los HEB, IPE Y L, otros como los VP son perfiles soldados y los Conduven son tubulares formados en frio.

Tabla 5.9 Perfiles del Modelo Estructural.

Elementos	Perfiles
Columnas primarias	HEB 450
Vigas Primarias	VP 350

Correas	IPE 180
Arriostras lateral	CONDUVE N 6
Columnas secund.	HEB- 180
Columnas secund.	HEB- 120
Voladizo	IPE- 300
Robertson	IPE- 200
	IPE - 220
	L110x 10
Correas voladizo	IPE- 200

5.2.2 Concreto

El concreto es un material durable y resistente y, dado que se trabaja en su forma líquida, prácticamente puede adquirir cualquier forma. .Esta combinación de características es la razón principal por la que es un material de construcción tan popular para exteriores.

Ya sea que adquiriera la forma de un camino de entrada amplio hacia una casa moderna, un paso vehicular semicircular frente a una residencia, o una modesta entrada delantera, el concreto proporciona solidez y permanencia a los lugares donde vivimos.

5.2.2.1 Ventajas del concreto armado: las estructuras de concreto armado tienen gran aplicación en la construcción, debido a las ventajas siguientes:

*Bajo costo

* Seguridad contra incendios, ya que el hormigón - a más de ser un material incombustible - es mal conductor del calor y por lo tanto el fuego no afecta peligrosamente la armadura metálica, cosa que sucede en las estructuras puramente metálicas. El calor penetra lentamente al interior de la masa de concreto. A continuación en la tabla 5.8 se indican los ensayos de Woolson con una temperatura de 800° C., donde se indican en grados la penetración del calor, de acuerdo con el espesor de la capa de concreto y el tiempo.

Tabla 5.10 Ensayos de Woolson.

Profundidad de la penetración en cm.		20 min.	40 min.	1 hora	2 horas	3 horas	4 horas
		21°	137	253	428	515	560
2,54	C	16°	115	205	403	500	550
5,08							
7,6	C	16°	109	126	278	386	458
17,8	C						

	C	16°	54°	86°	103°	150°	203°
--	---	-----	-----	-----	------	------	------

*Su carácter monolítico, ya que todos los elementos que forman la estructura de una obra de hormigón armado - como ser columnas, vigas y losas - están sólidamente unidos entre sí, presentando una elevada estabilidad contra vibraciones y movimientos sísmicos, siendo por lo tanto una estructura ideal para regiones azotadas por terremotos. Toma el nombre de estructura antisísmica.

*Facilidad de construcción y fácil transporte del hierro para las armaduras. La construcción se ejecuta con rapidez. La preparación de la armadura metálica y su colocación en obra es simple. Los encofrados, de madera ordinaria, son rudimentarios, pero deben ser robustos.

La conservación no exige en ningún gasto. En las estructuras puramente metálicas es necesario pintar periódicamente el hierro, a fin de evitar su oxidación y desgaste. Mientras que en las estructuras de hormigón armado, el hierro, envuelto y protegido por la masa del hormigón, se conserva intacto y en perfectas condiciones. Como ejemplo ilustrativo se puede citar la torre de Eiffel en París. Es pintada cada 5 ó 6 años y se consume unas 30 toneladas de pintura

La dilatación del hierro y del concreto, entre 0° y 100° centígrados es prácticamente igual.

Dilatación del hierro: 0,0125 mm. por 1° C. y por 1 m. lineal.

Dilatación del hormigón: 0,0137 mm. por 1° C. y por 1 m. lineal.

*El concreto armado se presta para ejecutar estructuras de formas más variadas, satisfaciendo cualquier exigencia arquitectónica del proyecto. Por sus reducidas dimensiones, en comparación con la mampostería, representa una considerable economía de espacio.

*Agradable aspecto de solidez y limpieza que presenta, en conjunto, la estructura de columnas, vigas y losas, una vez retirado el encofrado.

*La perfecta impermeabilidad que se consigue con el concreto, hace que esta estructura se preste para construcciones de depósitos de líquidos (agua, vino, aceites, etc.), muros de contención de tierras, piletas de natación.

En las fundaciones para máquinas es preferible un monolito de concreto, por ser más insensible a los choques y vibraciones, que la albañilería de ladrillos con sus numerosas juntas.

Es una estructura indispensable en la construcción de escuelas, cuarteles, hospitales y cárceles, por ser un material que excluye completamente la formación de mohos, putrefacción y el desarrollo de vegetaciones criptogámicas, así como también la cría de bichos, por carecer en absoluto de escondrijos que los cobijen.

5.2.2.2 Desventajas del concreto armado: el concreto presenta como desventajas las siguientes:

Prácticamente no resiste esfuerzos a tracción, lo que, produce fisuras que pueden generar inconvenientes (entrada de agua, corrosión, otros).

Se deben emplear encofrados y apuntalamientos.

Tiene baja resistencia por unidad de volumen, ya que, la resistencia del concreto es aproximadamente del orden del 5 al 10%, mientras que su densidad es de 30% la del acero, por lo tanto, en concreto se requiere mayor volumen y peso del material que en las estructuras metálicas.

Debido a su gran masa, el concreto presenta fenómenos reológicos como la contracción por secado, este fenómeno genera fisuras cuando hay restricciones a los desplazamientos. La fluencia lenta del concreto aumenta las deformaciones a largo plazo

Las especificaciones empleadas para el diseño del edificio, los elementos de concreto armado son las siguientes:

El concreto estructural con resistencia a la compresión simple a los 28 días de 250 kg/cm^2 . en columnas, vigas y fundaciones.

El concreto pobre con resistencia a la compresión simple a los 28 días de 120 kg/cm^2 .

El peso específico del concreto armado se consideró igual a 2.500 kg/m^3 .

Los elementos usados en el modelo estructural de la nave industrial en concreto, se representan en la tabla 5.11.

Tabla 5.11 Elementos del Modelo Estructural en concreto.

ELEMENTOS	PERFILES
Riostra	0.40 x 0.30 m

Pedestal (F-1)	0.80 x 0.60 m
Pedestal (F- 2)	0.60 x 0.30 m

5.3 Determinar los parámetros requeridos por el software SAP200 para establecer el modelo matemático para el cálculo estructural

5.3.1 Parámetros exigidos por el programa SAP2000

A continuación en la tabla 5.12 se especifican los parámetros exigidos por el programa SAP200 aplicados en los elementos en forma de carga distribuida, nótese que las magnitudes de las presiones del viento son diferentes en magnitud en los miembros verticales, esto ocurre ya que en las normas COVENIN 2003-89 especifican la colocación de cargas por viento a dos distancias, las segunda carga dobla la primera. Es importante mencionar que toda la estructura se encuentra sometida a cargas por efectos de sismo; el programa utilizado permite importar los datos correspondientes al análisis sísmico “Espectro de Diseño” de la hoja de cálculo, estando estos valores expuestos en los apéndices D y E.

Tabla 5.12 Parámetros de cargas exigidos por el programa SAP2000.

Combinaciones	Elemento	Perdfil	Peso propio (CM) (Kgf/m)	Magnitud (kg/m2)
CV	Correas Principales	IPE 180	18,8	50
	Correas Secundarias	IPE 200	22,4	30
Vx	Columnas principales	HEB 450	171	60
				30
	Columnas Secundarias	HEB 120	26,7	60
	Robersont	IPE 220	26,2	30
		IPE200	22,8	50
Vy	Columnas principales	HEB 450	171	120
				60
	Columnas Secundarias	HEB 120	26,7	120
	Robertson	IPE220	26,2	60
		IPE 200	22,4	30
Sx	Correas Principales	IPE 180	18,8	Ver apéndice I
	Columnas principales	HEB 450	171	Ver apéndice I
	Columnas Secundarias	HEB 120	26,7	Ver apéndice I
	Vigas Principales	VP 350	48,3	Ver apéndice I
	Vigas Secundarias	HEB 180	51,2	Ver apéndice I
	Robertson	IPE 200	22,4	Ver apéndice I
		IPE220	26,2	Ver apéndice I
	L110 x 10	16,6	Ver apéndice I	
Sy	Correas Principales	IPE 180	18,8	Ver apéndice I
	Columnas principales	HEB 450	171	Ver apéndice I
	Columnas Secundarias	HEB 120	26,7	Ver apéndice I
	Vigas Principales	VP 350	48,3	Ver apéndice I
	Vigas Secundarias	HEB 180	51,2	Ver apéndice I
	Robertson	IPE 200	22,4	Ver apéndice I
		IPE220	26,2	Ver apéndice I
	L110 x 10	16,6	Ver apéndice I	

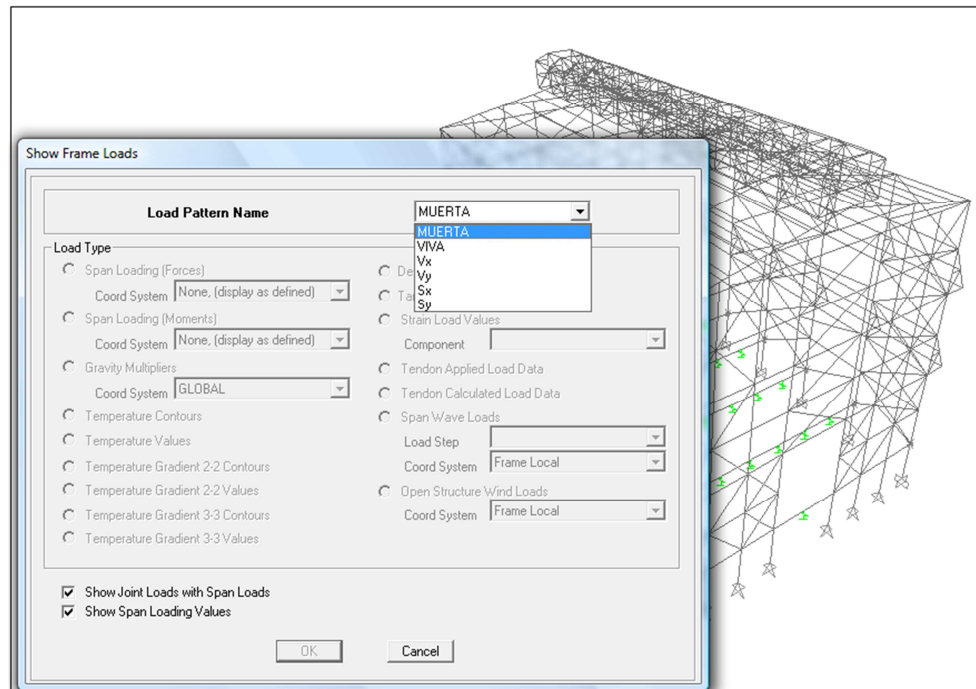


Figura 5.1 Parámetros de cargas exigidos por el programa SAP2000.

5.3.1 Planteamiento del modelo matemático para el cálculo estructural

A seguir, en las figuras 5.2 a la 5.6 y en color rojo, se muestran la forma estructural cargada del modelo matemático propuesto en el presente trabajo, extraído del programa SAP2000.

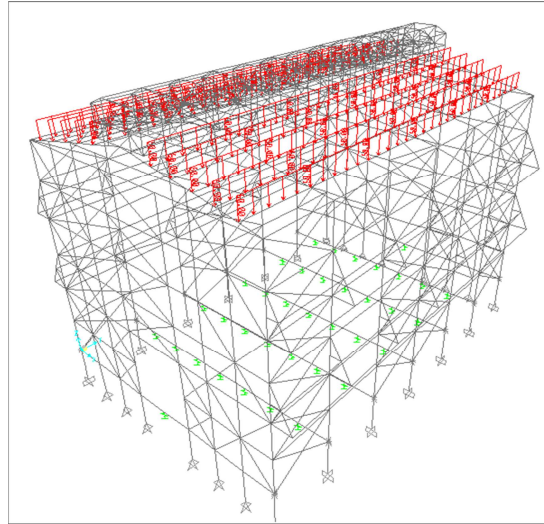


Figura 5.2 Carga viva (CV) aplicadas a la forma estructural.

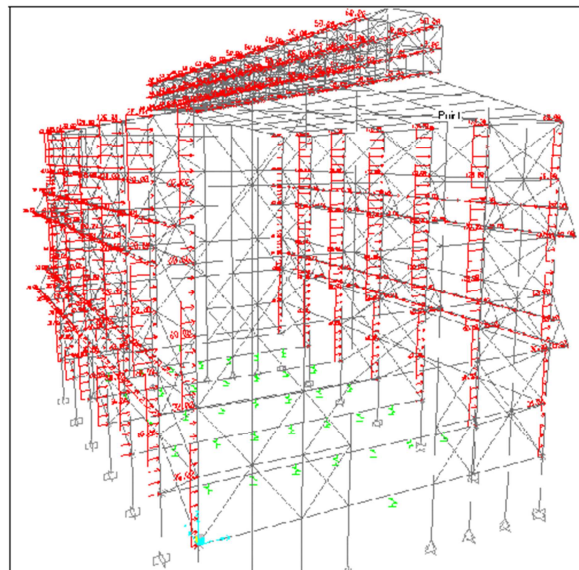


Figura 5.3 Carga de Viento en eje X (Vx) aplicada a la forma estructural.

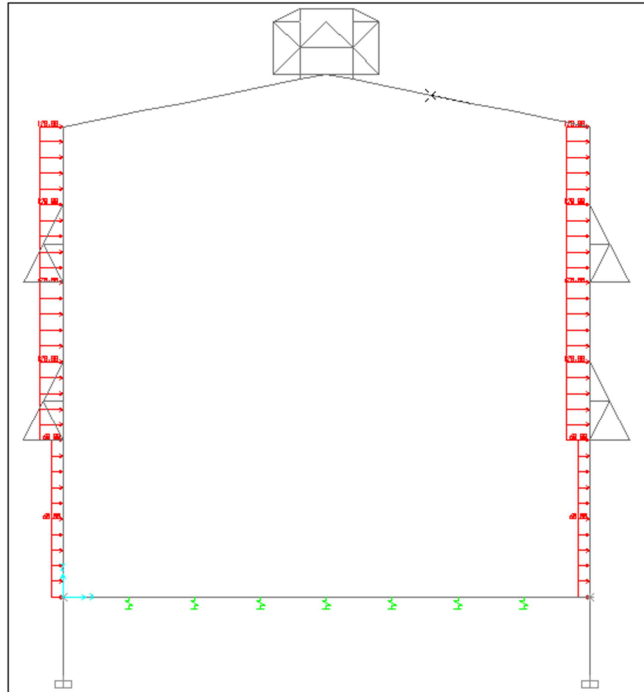


Figura 5.4 Carga de Viento en eje X (V_x) aplicada a la forma estructural, sección transversal.

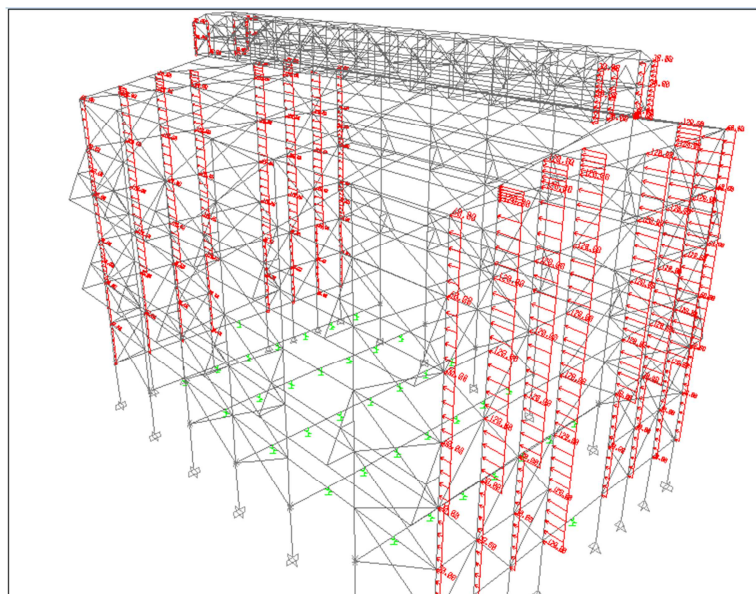


Figura 5.5 Carga de Viento en el eje Y (V_y) aplicadas a la

Forma estructural.

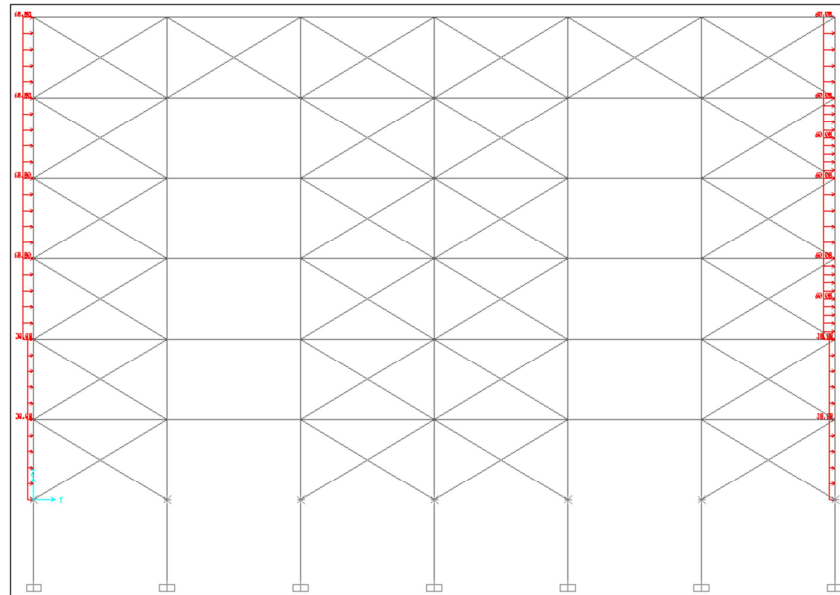


Figura 5.6 Carga de Viento en el eje Y (V_y) aplicadas a la forma estructural, sección longitudinal.

La representación óptica de la carga sísmica es análoga a la carga muerta en la estructura, es decir, no es posible ejemplificar visualmente la acción de estas cargas en la estructura, ya que el programa no las representa pero si las analiza.

5.4 Aplicación del software SAP200 para el diseño estructural según las solicitaciones y parámetros del modelo matemático.

Luego de la inserción de las combinaciones de carga y los parámetros resultantes de los análisis de viento y sismo, plasmado en las normas COVENIN-MINDUR 2003-89 y COVENIN 1756-1:2001 en el programa Sap2000, el diseño final del modelo matemático queda ejemplificado en las figuras 5.7 a las 5.18, donde se muestran las secciones de la estructura de tipo aporticada y simétrica de la estructura, extraído del programa SAP2000.

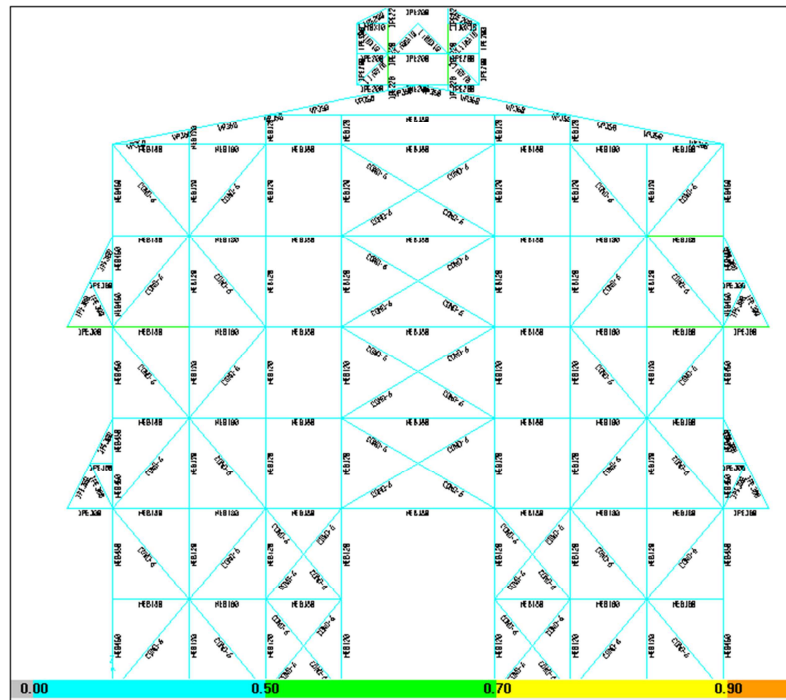


Figura 5.7 Fachada principal luego del análisis de cargas.

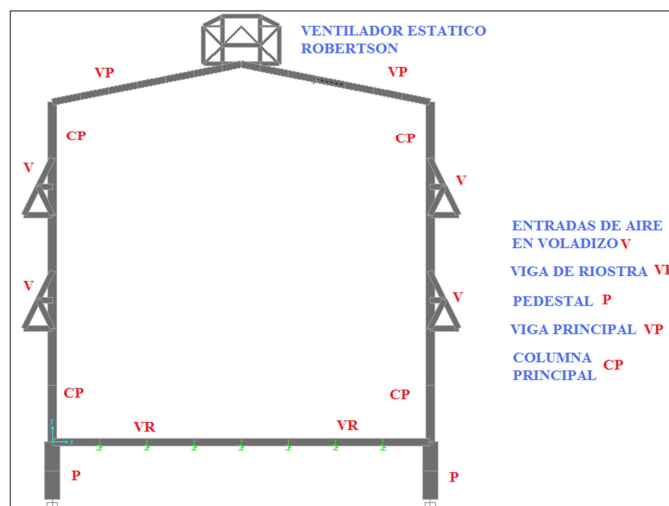


Figura 5.8 Elementos de una sección transversal aporricada.

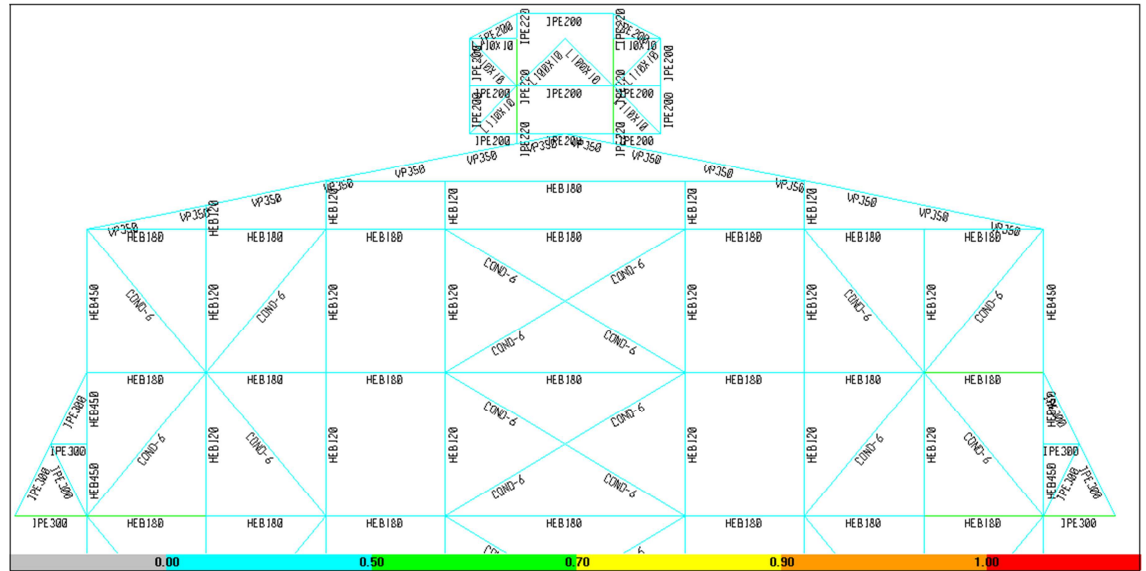


Figura 5.9 Chequeo del Robertson bajo las combinatorias de carga, vista frontal.

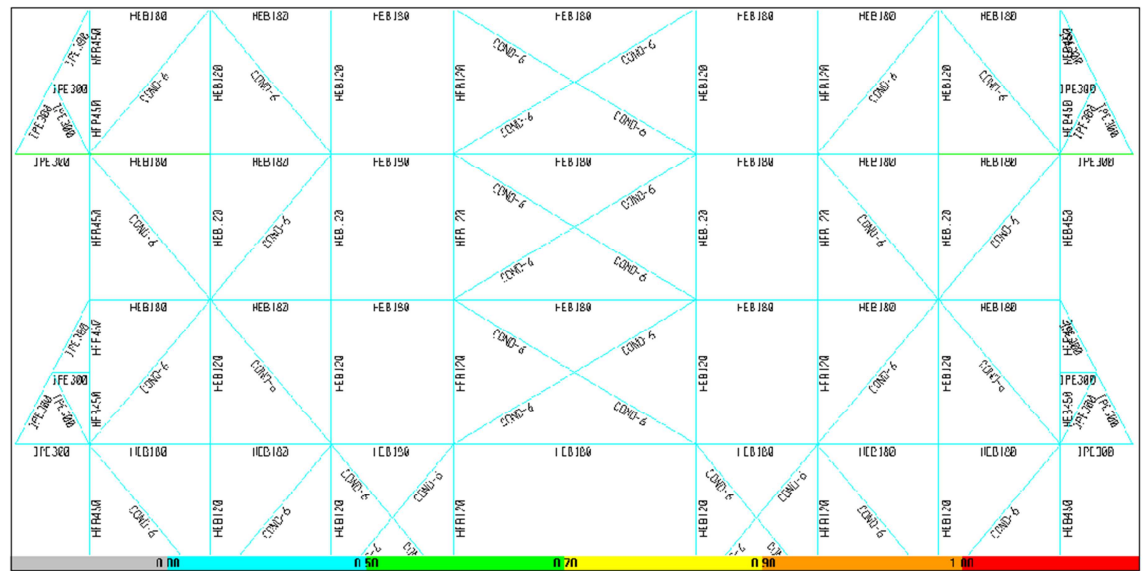


Figura 5.10 Análisis de los voladizos de entradas de aire bajo las solicitaciones de carga.

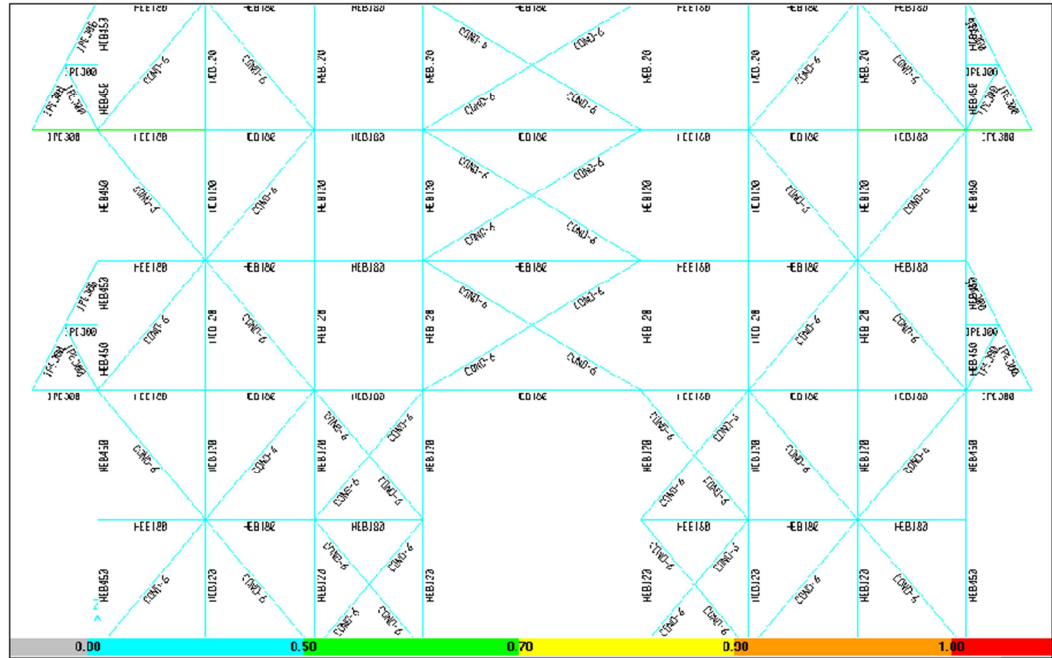


Figura 5.11 Columnas secundarias, vigas secundarias y arriostramiento lateral cotejados.

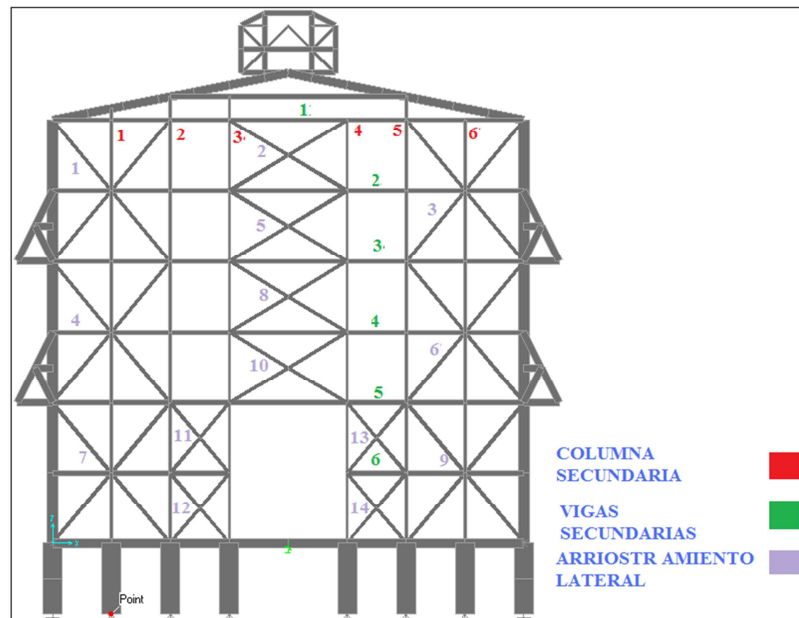


Figura 5.12 Columnas secundarias, vigas secundarias y arriostramiento lateral.

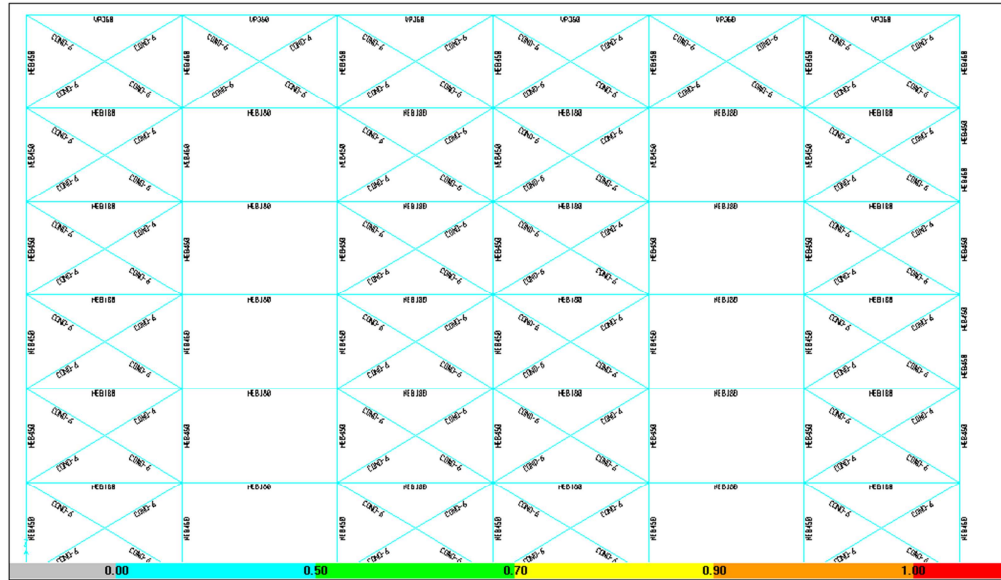


Figura 5.13 Diseño final de las fachadas laterales.

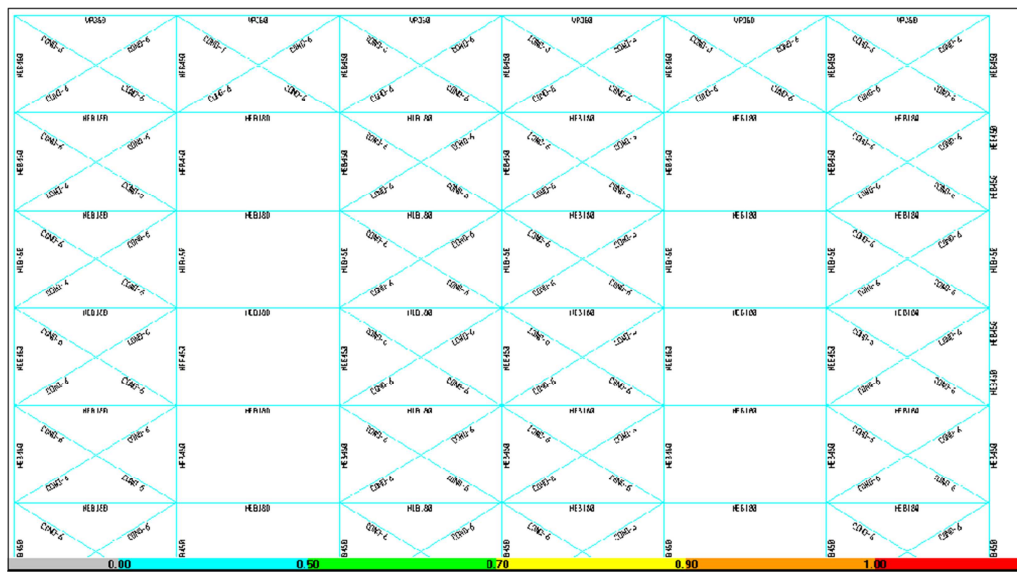


Figura 5.14 Verificación de vigas y columnas principales y vigas secundarias.

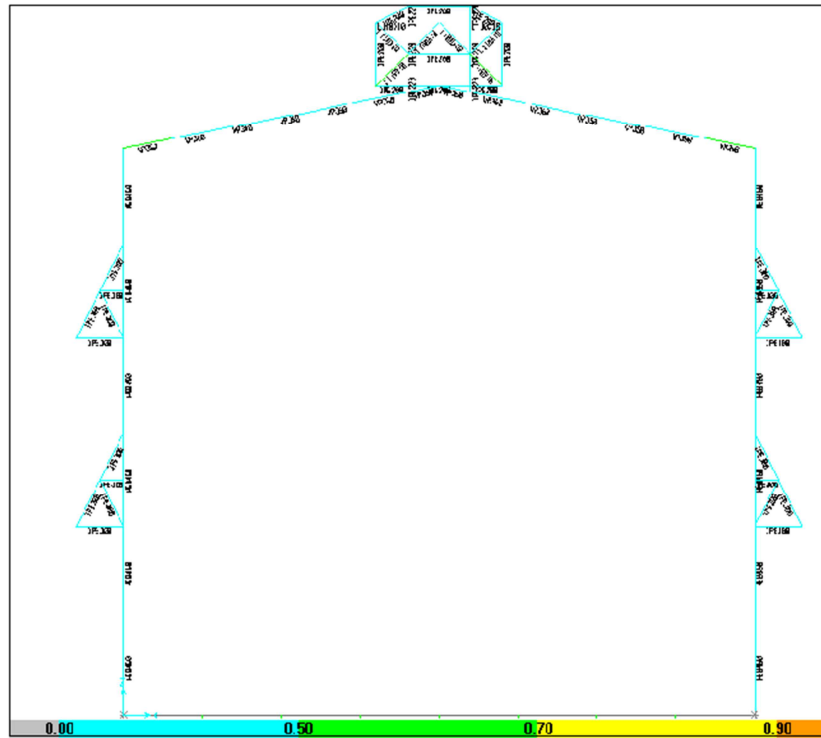


Figura 5.15. Vigas principales y vigas secundarias, vista lateral

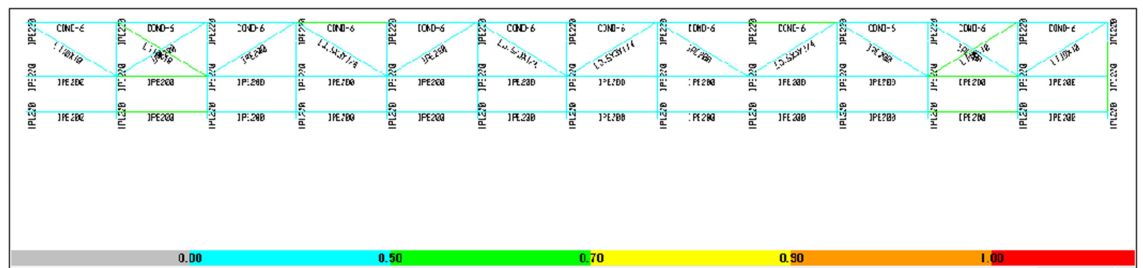


Figura 5.16 Sección longitudinal del Robertson chequeado bajo las solicitaciones.

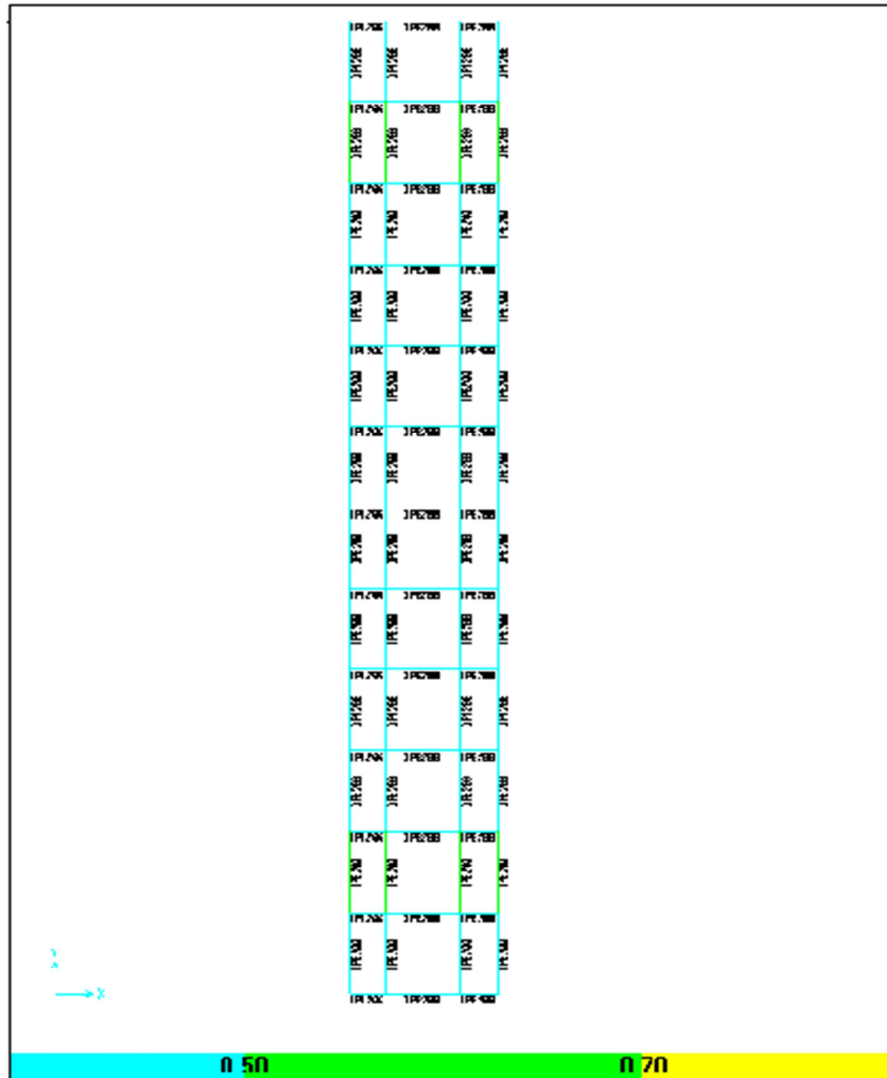


Figura 5.17 Vista de planta del Robertson comprobando los elementos.

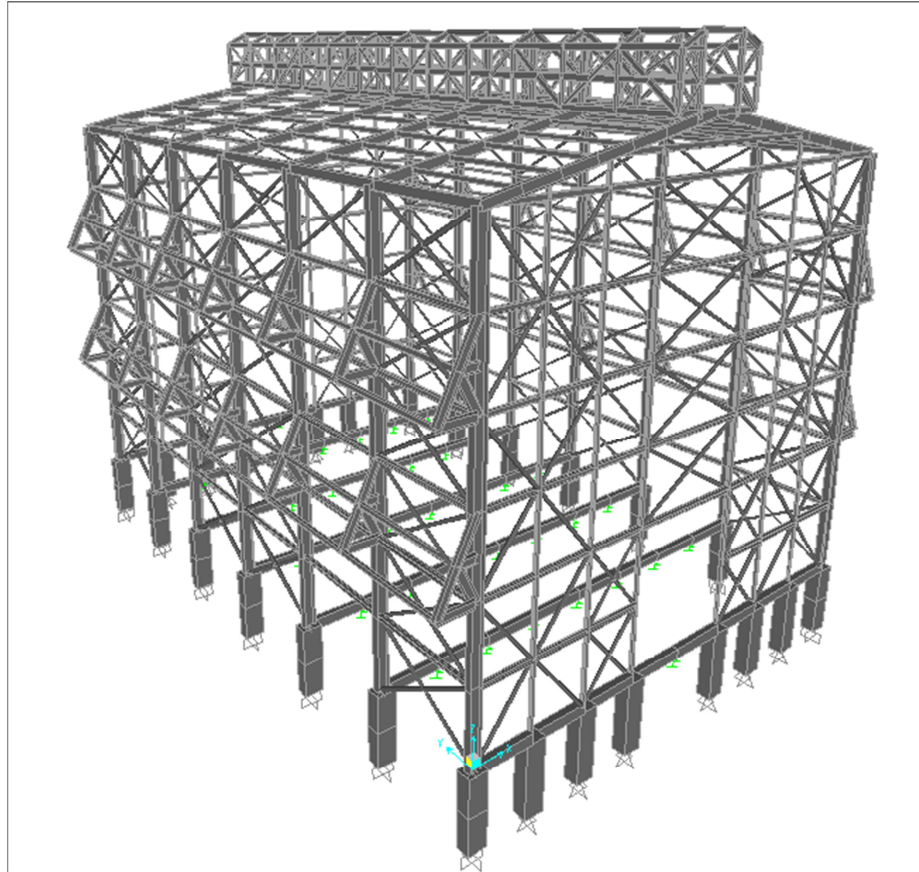


Figura 5.18 Modelo Estructural finalizado.

5.5 Determinar el diseño de Fundaciones

Luego de ser procesados las distintas solicitaciones exigidas por el programa Sap2000, fueron suministradas por este una serie de datos denominados: Combinaciones de Solicitaciones para el Estado Limite de Agotamiento Resistente y las Combinaciones de Solicitación para el Estado Limite de Servicio , contenido en la norma COVENIN 1753- 2006, en los Apéndices J y K se muestran estos valores.

Las planchas base de apoyo (plancha superior y plancha inferior) serán de 540x250x30mm y 580x730x39mm respectivamente, las cuales serán apernadas en los

pedestales de la fundación y soldadas a las columnas (Anexo 3). Los ejemplos de de cálculo se reflejan en el apéndice L.

Para el cálculo de las fundaciones, se adoptó como solución zapatas aisladas conectadas ortogonalmente mediante vigas de riostra a nivel de suelo. Sobre cada zapata se levanta un pedestal que se prolonga 3.00 m hasta llegar al nivel de suelo para el soporte de los 27 apoyos del galpón. Las fundaciones se han calculado para resistir el peso propio del edificio combinado con las solicitaciones horizontales de viento, de acuerdo a la norma, verificación por corte y por punzonado, asentamientos diferenciales, además de la estabilidad al volcamiento y deslizamiento, ver detalles en el Apéndice M y Anexos 3, en la tablas 5.13 y 5.14 se muestran los resultados del diseño de dos tipos de fundaciones para la Nave Industrial para Planta Piloto.

Tabla 5.13. Resultado del diseño de fundaciones Tipo F-1 para la Nave Industrial para Planta Piloto.

Condición	Sección (m)	Barras	Estribos
Zapata	2.40 x 1.80 x 0.30	3/8" @ 10cm	-
Pedestal	0.80 x 0.60 x 3	8Φ3/4" 4Φ5/8"	3/8" @ 10cm 3/8" @ 10cm
Vigas de riostra	0,40 x 0,30	6Φ1/2"	3/8" @ 15cm

Tabla 5.14. Resultado del diseño de fundaciones Tipo F-2 para la Nave Industrial para Planta Piloto.

Condición	Sección (m)	Barras	Estribos
Zapata	1.00 x 1.00 x 0.30	3/8" @10cm	-
Pedestal	0.60 x 0.30 x 0.90	8Φ3/4" 4Φ5/8"	3/8" @ 10cm 3/8" @ 10cm
Vigas de riostra	0,40 x 0,30	6Φ1/2"	3/8" @ 15cm

5.6 Elaborar los planos estructurales y de fundaciones de la nave industrial

Luego de obtener los datos correspondientes al tipo de perfil, suministrados por el programa SAP2000, se elaboraron los planos estructurales y de fundaciones que a continuación se describen:

5.6.1 Plano estructural

En plano estructural describe los detalles de soldadura, juntas y tornillos, los pórticos principales o de fachada (pórtico 1 y 7), pórticos secundarios (pórtico 2, 3, 4, 5, y 6) así como los pórticos laterales (pórtico A y H), ubicado en el ANEXO 1.

El detalle concerniente al envigado de techo se encuentra plasmado en el ANEXO 2.

5.6.2 Plano de fundaciones

En el plano de fundaciones se denotan los detalles de losa de piso, dimensionado y acero de fundaciones, detalles de pedestal y viga de riostra, detalle de plancha base (plancha superior y plancha inferior) y detalles típicos de fundación, expuestos todos en el ANEXO 3.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

1. La estructura fue analizada y diseñada bajo las solicitaciones de cargas que mas se adaptaron a la realidad tomando en cuenta la demanda sobre los miembros estructurales, sus conexiones y su juntas, resultando mas racional elegir la carga mas desfavorable, de esta manera, se logra una armonía estructural y mayor sentido estético que hacerlo para cada carga en particular también se logra con esto una mejor ensamblado y mejor calidad en la ejecución de los trabajos, las carga consideradas fueron en mayor medida las cargas variables de viento y las cargas permanentes, aunque también se establecieron las cargas variables y las acciones por sismo.

2. Los materiales seleccionados fue el acero estructural HEB, IPE, L perfiles laminados, VP perfiles soldados, Conduven tubulares formados en frio, mostrados en la tabla 5.9 perfiles del modelo estructural y el concreto $R_{cc28} = 250$ Kg/.

3. Para el uso del software sap2000 V.12 se requirió la definición de la geometría tridimensional de la estructura, la definición preliminar de cada uno de los elementos estructurales y la cuantificación de las acciones probables con definición de las combinaciones normativas de diseño.

4. Los modelos estructurales planteados permitieron simular las cargas a que estará expuesta la estructura y el comportamiento de ésta bajo las cargas aplicadas, permitiendo el completo análisis de la estructura tridimensional. Los resultados se expresaron gráficamente y se tabularon los requeridos para verificaciones y detalles.

5. El suelo de fundación presentó esfuerzo admisibles; 1.22kg/cm^2 se utilizó una profundidad de 3.0 m debido a consideraciones geotécnicas, se adoptó el uso de zapatas aisladas.

6. El diseño integral permitió finalizar el proyecto desde el punto de vista de la superestructura e infraestructura logrando completar una armazón estable y cómoda para el cumplimiento de los trabajos planteados.

7. También se evaluaron las fundaciones cuyas cargas actuantes no superaron las cargas admisibles, por lo tanto la estructura se considera segura siempre y cuando se sigan los lineamientos impuesto por este proyecto.

6.2 Recomendaciones

Las recomendaciones de este presente trabajo están dirigidas a la Jefatura de Proyectos adscrita a la Gerencia General de Proyectos

1. Se deberá tener especial cuidado con la altura del diseño de la estructura y la colocación del Ventilador Estático tipo Robertson que no deberá sobre pasar de los 22.3 m, ya que el pórtico está conformado por perfiles HEB 450 y se aumentaría la esbeltez y por ende la posibilidad de pandearse la columna.

2. Se deberá de colocar los pernos en base de clase A-306 y todo lo referente a conexiones con pernos A-325.

3. Cualquier modificación de planos deberá de estar presentada con la debida memoria de cálculo.

4. Los detalles de soldadura deben ser respetados y aceptados como lo especifica el anexo 1.

5. Una vez instalada el Ventilador Estático tipo Robertson verificar que éste opere correctamente y realizar el mantenimiento adecuado cuando el equipo lo amerite mediante una continua revisión de los elementos de la viga y así minimizar riesgos operacionales que puedan generar perdida de tiempo y costos extras durante su funcionamiento.

6. Los trabajos objetos del presente proyecto, deben tener una duración total de treinta días de calendario contados a partir de la fecha de la firma del acta del inicio de la obra.

7. El contratista deberá entregar los documentos técnicos con emisión “así construido”, debidamente actualizadas, selladas por el ingeniero residente de la obra si tuviera modificaciones.

8. Exigir los planos definitivos de las partes de la obra que hubiera sufrido modificaciones, elaborados según las normas vigentes al respecto, y firmado por el contratista, el ingeniero residente de la obra y el ingeniero inspector, de acuerdo a lo expresado en el decreto 1.417 contentivo de las condiciones generales de contratación para la ejecución de la obra en su capítulo II, artículo 91 numeral b. Esta entrega de los planos como construidos será obligatoria por parte del contratista y será condicionante para la tramitación de la correspondiente valuación final.

REFERENCIAS

Autodesk, Inc (2006) **AUTOCAD 2007**. (Windows, Version 2004.0.0). Programa. Autodesk Inc, Paris, Francia.

Ambrose, J. (1998). **ESTRUCTURAS**. México D.F., México: Editorial LIMUSA, S.A. de C.V, (pp. 250,253,258,268).

Galambos, T.; Lin, F. y Johnston, B. (1999). **DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO CON LRFD**. Naucalpan de Juarez, México: Prentice Hall Hispanoamericana, S.A, (p p. 410, 425,450).

González, O. y Robles, F. (1997). ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO. México D.F., México. Editorial Limusa, S.A. de C.V, (p p. 318,319,353).

Holrigue, E. y Madriz, T. (1976). ZONAS DE VENEZUELA. Caracas., Venezuela. Editorial Planeta Venezuela, S.A. C. (p p. 240,319,427).

McCormac, J. (1996). **DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO**. Método LRFD. México D.F., México: Alfaomega grupo editor, S.A. de C.V, (p p. 40, 50, 51, 56,612).

Microsoft Word (2004) **BIBLIOTECA DE CONSULTA MICROSOFT ® ENCARTA © 1993-2003 Microsoft Corporation**. Reservados todos los derechos.

Moring, V. (2001). **DISEÑO DE ELEMENTOS DE MAQUINA**. México D.F., México: Alfaomega grupo editor, S.A. de C.V, (p p. 24, 25, 26, 27,28).

Nilson, A. (1999). **DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO**. Santafé de Bogota, Colombia: McGraw-Hill Interamericana, S.A, (p p. 32, 53, 60,312).

Norma Covenin - Mindur 1753:06. NORMA VENEZOLANA. Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones, Análisis y Diseño, (p p. **51 -55**).

Norma Covenin – Mindur 2002:88 NORMA VENEZOLANA. Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones, (p p. **19, 20, 28**).

Norma Covenin-Mindur 2003:89. NORMA VENEZOLANA. Acciones del Viento sobre las Construcciones, (p p. **9, 11, 12, 14-16, 19, 20, 22**).

Norma Covenin-Mindur1756-1:2001.NORMA VENEZOLANA Edificaciones Sismorresistentes. Parte 1, (p p. **12, 13, 15, 21, 23, 25- 28, 30, 33, 34, 38, 42, 57-60**).

Norma Covenin 1618-1998. Norma Venezolana. Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites, (p p. **14, 24, 38- 41, 47, 48, 50**).

Ortiz, L. (2002). **RESISTENCIA DE MATERIALES**. México, D.F., México: Mc Graw hill, S.A., (p p 215-300)

Singer, F. y Pytel, A. (1982). **RESISTENCIA DE MATERIALES**. México, D.F., México: Harla, S.A. de C.V., (p p 38-45)

Sabino, C. (2002). **COMO HACER UNA TESIS**. Editorial Panapo. Caracas, (p 101 -120).

Larouse (1981) **NUEVA ENCICLOPEDIA LAROUSE**. Tomo Sexto, Editorial Planeta, Primera Edición, Barcelona, España, (pp. 310, 325, 572).

Well, H (1998) **CATALOGO DE PRODUCTOS SIDERURGICOS.**

Corporación Venezolana de Guayana, C.V.G. Ferrominera Orinoco (2005)
SITIO WEB OFICIAL. 14 de octubre 2008. [http:// Ferrominera.com](http://Ferrominera.com)

[;www.construaprende.com](http://www.construaprende.com)

www.sidor.com

www.google.com.ve

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 1/5

Título	Aplicar el método de diseño lrfd (load reduction, factor design) contemplado en la norma COVENIN 1618-1998 con la utilización del programa SAP2000 al diseño estructural de una nave industrial para planta piloto de producción de arrabio y/o HRD, en C.V.G FERROMINERA ORINOCO, C.A. Puerto Ordaz, Estado. Bolívar.
Subtítulo	

Autor(es)

Apellidos y Nombres	Código CVLAC / e-mail	
Carvajal G., Juan C.	CVLAC	17.045.845
	e-mail	Carvajal.j.c@hotmail.com
	e-mail	Carvaja.juancarlos97@gmail.com
	CVLAC	
	e-mail	
	e-mail	
	CVLAC	
	e-mail	
	e-mail	
	CVLAC	
	e-mail	
	e-mail	

Palabras o frases claves:

Método LRFD
NORMA COVENIN 1618-1998
ACIIONES SISMICA
ACCIONES DE VIENTO
ESTRUCTURA METALICA
FUNDACIONES AISALADAS
ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE
ESTADO LIMITE DE SERVICIO

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 2/5

Líneas y sublíneas de investigación:

Área	Subárea
Departamento de Ingeniería civil	
	Ingeniería Civil

Resumen (abstract):

Este trabajo de investigación tiene como objetivo general Aplicar el método de diseño lrfd (load reduction, factor design) contemplado en la norma COVENIN 1618-1998 con la utilización del programa SAP2000 al diseño estructural de una nave industrial para planta piloto de producción de arrabio y/o HRD, en C.V.G FERROMINERA ORINOCO, C.A. Puerto Ordaz, Estado. Bolívar, cumpliéndose a su vez una serie de objetivos específicos.

La investigación se llevó a cabo de acuerdo a los parámetros de diseño de investigación documental de campo y tipo de investigación proyectiva por que se intenta plantear alternativas que optimicen un diseño integral y seguro, implementado a la nave industrial para la producción de Arrabio y/o HRD mediante la utilización del programa Sap2000. Se establecieron los parámetros necesarios para las solicitudes de carga así como las características principales de los distintos tipos de materiales utilizados en la estructura; también se determinaron los parámetros requeridos por el programa Sap2000 para establecer el modelo matemático y a su vez aplicar este software para el diseño estructural, se realizo el diseño de fundaciones de la nave industrial, cuyo dimensionado de zapata fueron de 2,40x1,80x0,30m y 0,80x0,60x3m de pedestal para fundaciones aisladas tipo F₁. Las fundaciones aisladas tipo F₂ le corresponde a la zapata el dimensionado siguiente 1,00x1,00x0,30m y 0,60x0,30x0,90m para el pedestal

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 3/5

Contribuidores:

Apellidos y Nombres	ROL / Código CVLAC / e-mail	
GRUS S., CARLOS	ROL	CA <input type="checkbox"/> AS <input type="checkbox"/> TU <input checked="" type="checkbox"/> JU <input type="checkbox"/>
	CVLAC	8.866.972
	e-mail	cgrus@gmail.com
	e-mail	
GRIECO, GIOVANNI	ROL	CA <input type="checkbox"/> AS <input type="checkbox"/> TU <input type="checkbox"/> JU <input checked="" type="checkbox"/>
	CVLAC	8.868.256
	e-mail	griecogiov@yahoo.com
	e-mail	
CASTRO, MARIO	ROL	CA <input type="checkbox"/> AS <input type="checkbox"/> TU <input type="checkbox"/> JU <input checked="" type="checkbox"/>
	CVLAC	3.018.952
	e-mail	
	e-mail	
	ROL	CA <input type="checkbox"/> AS <input type="checkbox"/> TU <input type="checkbox"/> JU <input type="checkbox"/>
	CVLAC	
	e-mail	
	e-mail	

Fecha de discusión y aprobación:

Año	Mes	Día
2010	06	29

Lenguaje: spa

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 4/5

Archivo(s):

Nombre de archivo	Tipo MIME
Tesis-APLICACION DEL MÉTODO DE DISEÑO LRFD (LOAD REDUCTION, FACTOR DESIGN) CONTEMPLADO EN NORMA COVENIN.doc	Application/msword

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

Alcance:

Espacial: FERROMINERA ORICONO C.A, PUERTO ORDAZ, ESTADO BOLIVAR (Opcional)

Temporal: 5 anos (Opcional)

Título o Grado asociado con el trabajo: INGENIERO CIVIL

Nivel Asociado con el Trabajo: PREGRADO

Área de Estudio: INGENERIA CIVIL

Institución(es) que garantiza(n) el Título o grado: Universidad de Oriente

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

Derechos:

De acuerdo al artículo 44 del reglamento de trabajos de grado
“Los Trabajos de grado son exclusiva propiedad de la
Universidad de Oriente y solo podrán ser utilizadas a otros
fines con el consentimiento del consejo de núcleo respectivo,
quien lo participara al Consejo Universitario”



AUTOR 1

AUTOR 2

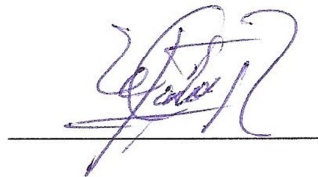
AUTOR 3



TUTOR



JURADO 1



JURADO 2

POR LA SUBCOMISIÓN DE TESIS:

