



UNIVERSIDAD DE CUENCA



FACULTAD DE INGENIERÍA

"TIPIFICACIÓN DE NAVES DE ESTRUCTURA DE ACERO UTILIZADAS PARA LA INDUSTRIA"

Tesis previa a la obtención del Título
de Especialista en análisis y diseño
de estructuras de acero y de
hormigón armado

AUTOR:

DAVID RICARDO CONTRERAS LOJANO

DIRECTOR:

Dr. ROBERTO GAMÓN TORRES

CUENCA - ECUADOR

2016



RESUMEN

TIPIFICACIÓN DE NAVES DE ESTRUCTURA DE ACERO UTILIZADAS PARA LA INDUSTRIA

El presente trabajo consiste en tipificar dos modelos no tradicionales de naves de estructura de acero utilizadas para la industria, para su posterior diseño estructural, una vez definidos los dos tipos no tradicionales de naves industriales, se establecieron las cargas que actúan sobre la estructura, tomando en cuenta cargas sísmicas mediante un espectro de respuesta elástico de aceleraciones, las combinaciones de las cargas son definidas por la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción), para llegar a determinar las solicitaciones y deformaciones a la que va a estar expuesta la estructura, con esto se pudo definir las secciones de cada uno de los miembros estructurales, capaces de soportar las solicitaciones a la que van a estar sometidas cada uno de ellos, y además controlar las deformaciones, para que estas estén dentro de los parámetros establecidos por la norma de diseño para este tipo de estructuras, teniendo como resultado final los planos estructurales de las dos naves industriales.

La modelación estructural, se realizó con la ayuda del software SAP-2000, en ella se definieron los materiales de la estructura, las secciones de cada uno de los miembros estructurales, las cargas, las combinaciones de cargas y el espectro de respuesta elástico de aceleraciones previamente establecido, para el análisis y diseño estructural de cada una de las naves industriales.

PALABRAS CLAVES: Tipificar, Naves Industriales, Sismo, Análisis, Diseño.



ABSTRACT

TIPIFICATION OF STEEL STRUCTURE INDUSTRIAL PLANTS USED FOR INDUSTRY

The present study is based on typifying two non-traditional types of steel structure industrial plants use in the industry, for its subsequent structural design, the loads that influence on the structured were established after the two non-traditional types of industrial buildings have been defined , paying attention to the seismic loads using an elastic response spectrum of accelerations, the combination of the loads are defined by the NEC (Ecuadorian Building Standard) to determine the internal forces and deformation to which the structure will be exposed , with this, it was possible to define the sections of each one of the structural members, being able to withstand the stresses to which each of them will be subjected, and control the deformations in order they can be within the parameters established by the design regulation for this kind of structures, having as a final result the structural drawings of the two industrial plants.

The structural modeling was done using the software SAP-2000, where the materials of the building, the sections of each one of the structural member, the loads and the combination of loads were defined, for the design and structural analysis of each one of the industrial plants.

Key words: Typify, Industrial Plants, Earthquake, Analysis, Design.



INDICE DE CONTENIDOS

RESUMEN	2
ABSTRACT	3
INDICE DE CONTENIDOS	4
CLAUSULAS DE RESPONSABILIDAD	6
DEDICATORIA.....	8
AGRADECIMIENTO.....	9
CAPITULO I	10
GENERALIDADES.....	10
1.1 INTRODUCCIÓN	10
1.1.1 ANTECEDENTES.....	11
1.1.2 JUSTIFICACION.....	11
1.1.3 ALCANCE	11
1.2 OBJETIVOS.....	12
1.2.1 OBJETIVO GENERAL	12
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	12
1.3 MARCO TEÓRICO	12
CAPÍTULO II	21
ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	21
2.1 MODELACIÓN DE CARGAS DE LAS NAVES INDUSTRIALES	21
2.1.1. CARGAS.....	22
2.2 COMBINACIONES DE CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA	28
2.3 PARÁMETROS DE CÁLCULO	30
2.4 MODELACIÓN DE LA NAVE INDUSTRIAL TIPO 1	40
2.4.1 RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL	43
2.5 MODELACIÓN DE LA NAVE INDUSTRIAL TIPO 2	44
2.5.1 RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL	48
CAPÍTULO III	50
DISEÑO ESTRUCTURAL	50
3.1 DISEÑO ESTRUCTURAL NAVE INDUSTRIAL TIPO I.....	50
3.1.1 COLUMNA.....	50
3.1.2 CERCHA.....	51



3.1.3 VIGA DE ARROSTRAMIENTO.....	52
3.1.4 CORREA.	53
3.1.5 DISEÑO DE CIMENTACIÓN.....	54
DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA.....	54
3.1.5.1 DISEÑO ESTRUCTURAL ZAPATA Y PEDESTAL.....	57
3.1.5.2 DISEÑO DE VIGA DE CIMENTACION.....	64
3.2 DISEÑO ESTRUCTURAL NAVE INDUSTRIAL TIPO II.....	67
3.2.1 COLUMNA.....	67
3.2.2 VIGA CENTRAL.....	67
3.2.3 VIGA LATERAL.	68
3.2.4 VIGA DE ARROSTRAMIENTO.....	68
3.2.5 CORREA.	69
3.2.6 CIMENTACION.....	69
DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA.....	69
3.2.6.1 DISEÑO ESTRUCTURAL ZAPATA Y PEDESTAL.....	73
3.1.5.2 DISEÑO DE VIGA DE CIMENTACION.....	80
CAPÍTULO IV.....	83
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	83
4.1 CONCLUSIONES.....	83
4.2 RECOMENDACIONES.....	84
BIBLIOGRAFÍA.....	85



CLAUSULAS DE RESPONSABILIDAD



Universidad de Cuenca
Clausula de derechos de autor

DAVID RICARDO CONTRERAS LOJANO, autor de la tesis "**TIPIFICACIÓN DE NAVES DE ESTRUCTURA DE ACERO UTILIZADAS PARA LA INDUSTRIA**", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Especialista en análisis y diseño de estructuras de acero y de hormigón armado. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere, de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor/a

Cuenca, 01 de Diciembre de 2016

DAVID RICARDO CONTRERAS LOJANO

C.I: 0102597630



Universidad de Cuenca
Clausula de propiedad intelectual

DAVID RICARDO CONTRERAS LOJANO , autor de la tesis **"TIPIFICACIÓN DE NAVES DE ESTRUCTURA DE ACERO UTILIZADAS PARA LA INDUSTRIA"**, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, 01 de Diciembre de 2016

DAVID RICARDO CONTRERAS LOJANO

C.I: 0102597630



DEDICATORIA

Este trabajo de grado lo dedico a mi esposa Lourdes, a mis hijos Joaquín y Sofía, y a mis familiares, por su apoyo incondicional para la culminación con éxito del mismo.



AGRADECIMIENTO

Al Ingeniero Dr. Roberto Gamón Torres, director de este trabajo de titulación, por el tiempo y sus conocimientos que permitieron culminar con éxito el mismo.



CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

Las naves industriales nacieron durante el siglo XVIII, con el inicio de la Revolución Industrial. Las ciudades se transformaron sustancialmente, aparecieron las grandes chimeneas, los obreros y las fábricas. La sociedad se industrializó y, con ella, el paisaje urbano de las ciudades, estas fueron gobernadas por fábricas y naves industriales.

Los gremios fueron desapareciendo lentamente, sustituidos por las grandes fábricas, en las que el trabajo a mano se complementaba con sofisticada maquinaria que un siglo atrás era una cosa inimaginable. Las fábricas se impusieron a la economía y con ellas aparecieron las naves industriales, un apoyo para la producción en serie que había nacido con el estallido de la Revolución Industrial.

Las primeras naves industriales eran espacios con una iluminación y una ventilación muy pobre. Las estructuras de estas naves industriales solían ser de madera y se apoyaban en muros de carga, coronadas por bóvedas cuyo peso se distribuía en vigas de maderas, que al principio no podían estar a más de seis metros entre ellas.

La arquitectura fue evolucionando a medida que lo hacían las necesidades de una economía industrializada, y se aprovechó de los desarrollos de la industria siderúrgica para mejorar las estructuras de los nuevos edificios, incluidas fábricas y naves industriales. Gracias a estos avances en el sector del acero, se pudieron construir naves industriales más luminosas y ventiladas.

Actualmente la mayoría de las naves industriales están construidas con metal, y están situadas en los parques industriales. Su proliferación a partir de los años noventa, hizo necesaria una legislación para regular dónde se construían las naves industriales y qué tipo de actividades podían albergar, que a día de hoy, tanto pueden ser naves industriales como comerciales (supermercados).

El sistema estructural realizado con acero y utilizando secciones llenas, en estos últimos 5 años se ha ido incrementando considerablemente en nuestro medio, y más aun en nuestras costas donde el clima beneficia que las industrias incrementen su producción, lo que conlleva a un crecimiento acelerado de infraestructura con capacidades y superficies



grandes, hay que acotar que el sistema estructural cerchas metálicas es muy utilizado en nuestro medio, y mas en lugares donde la corrosión de las estructuras de acero se da en menor grado, es por eso que el presente trabajo de investigación está dirigido a definir dos tipologías de naves de estructura de acero no tradicionales, siendo diseñadas aplicando sistemas estructurales de secciones llenas y cerchas metálicas.

1.1.1 ANTECEDENTES

En la actualidad las Naves Industriales son muy utilizadas, ya que la producción nacional se ha visto incrementada, por lo cual la demanda de este tipo de estructuras se ha elevado. Con este estudio se busca definir dos tipologías de naves industriales no tradicionales, y diseñar una con el sistema estructural de pórticos de sección llena y la otra con el sistema estructural de pórticos con cerchas metálicas. con esto se tendrá un estudio de naves industriales con tipologías no tradicionales, y aplicando diferentes sistemas estructurales.

1.1.2 JUSTIFICACION

Con el desarrollo de la presente investigación, se presentará tipologías de naves de estructura de acero que no tienen una forma tradicional, es decir no se va a estudiar el caso tradicional de tipología, que es el de cubierta a dos aguas el cual mantiene una simetría en torno al eje central del pórtico de la nave, y además el diseño de las naves industriales estará basado en dos sistemas estructurales distintos.

1.1.3 ALCANCE

La meta de este trabajo es diseñar dos naves industriales con tipología no tradicional aplicando diferentes sistemas estructurales, es decir, pórticos de sección llena y pórticos con cerchas metálicas.



1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

El objetivo general del presente trabajo de titulación, es tipificar dos modelos de naves de estructura de acero no tradicionales utilizadas para la industria.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Tipificar dos modelos de naves de estructura de acero no tradicionales para su posterior diseño.
- Definir cargas y combinación según NEC y AISC.
- Modelar los dos tipos de naves de acero a diseñar.
- Diseño de los miembros estructurales componentes de cada una de ellas.

1.3 MARCO TEÓRICO

Acelerogramas

Son una serie temporal o cronológica de valores de aceleración que se han registrado durante un sismo. En el registro se puede observar una aceleración máxima y la duración de la excitación sísmica.

Base de la estructura

Es el nivel al cual se considera que la acción sísmica actúa sobre la estructura.

Coefficiente de importancia

Es el coeficiente relativo a las consecuencias de un daño estructural y al tipo de ocupación.



Cortante basal de diseño

Es la fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción, de acuerdo con las especificaciones de la norma utilizada.

Cortante de piso

Es la sumatoria de las fuerzas laterales de todos los pisos superiores al nivel considerado.

Deriva de piso

Es el desplazamiento lateral relativo de un piso en particular por la acción de una fuerza horizontal con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura. Se calcula restando del desplazamiento del extremo superior el desplazamiento del extremo inferior del piso.

Ductilidad global

Capacidad de la estructura para deformarse más allá del rango elástico, sin pérdida sustancial de su resistencia y rigidez, ante cargas laterales estáticas o cíclicas, o ante la ocurrencia de una acción sísmica.

Ductilidad local.

Se conoce a la ductilidad local como la capacidad de una sección transversal o de un elemento estructural, para deformarse más allá del rango elástico sin pérdida sustancial de su resistencia y rigidez, ante cargas laterales elásticas o cíclicas, o ante la ocurrencia de una acción sísmica.



Espectro de respuesta para diseño

El espectro de diseño puede representarse mediante un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociadas con el sitio de emplazamiento de la estructura.

Es un espectro de tipo elástico para una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5%, utilizado con fines de diseño para representar los efectos dinámicos del sismo de diseño.

Estructura

Es el conjunto de miembros estructurales ensamblados para resistir cargas verticales, sísmicas y de cualquier otro tipo. Podemos clasificar a las estructuras en estructuras de edificación y otras estructuras distintas a las de edificación (puentes, tanques, etc.).

Estructura disipativa

Es la estructura capaz de disipar la energía por un comportamiento histerético dúctil, y/o por otros mecanismos.

Factor de sobre resistencia

Se define al factor de sobre resistencia, como la relación del cortante basal último, que es capaz de soportar la estructura con relación al cortante basal de diseño.

Factor de redundancia

El factor de redundancia mide la capacidad de incursionar la estructura en el rango no lineal. La capacidad de una estructura en redistribuir los elementos con menos sollicitación. Se evalúa como la relación entre el cortante basal máximo con respecto al cortante basal, cuando se forma la primera articulación plástica.



Fuerzas sísmicas de diseño

Son fuerzas laterales que resultan de distribuir adecuadamente el cortante basal de diseño en toda la estructura, según las especificaciones de la norma utilizada.

Método de diseño por capacidad

Método de diseño, eligiendo ciertos elementos del sistema estructural diseñados y estudiados en detalle, para asegurar la disipación energética bajo el efecto de deformaciones importantes, mientras todos los otros elementos estructurales resisten lo suficiente, para que las disposiciones elegidas para disipar las energías estén aseguradas.

Nivel de seguridad de vida (sismo de diseño)

Permite proteger la vida de sus ocupantes ante un terremoto de 475 años de periodo de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.002 en las curvas de peligro sísmico).

Peligrosidad sísmica (peligro sísmico)

Es la probabilidad de excedencia dentro de un período específico de tiempo y dentro de una región determinada, de movimientos del suelo cuyos parámetros de aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud o intensidad son cuantificados.

Período de vibración

Es el tiempo que transcurre dentro de un movimiento armónico ondulatorio o vibratorio, para que el sistema vibratorio vuelva a su posición original considerada luego de un ciclo de oscilación.



Pórtico especial sismo resistente

Es la estructura formada por columnas y vigas descolgadas del sistema de piso, que resiste cargas verticales y de origen sísmico, en la cual tanto el pórtico como la conexión viga-columna son capaces de resistir tales fuerza, y está especialmente diseñado y detallado para presentar un comportamiento estructural dúctil.

Respuesta elástica

Son parámetros relacionados con fuerzas y deformaciones determinadas a partir de un análisis elástico, utilizando la representación del sismo de diseño sin reducción, de acuerdo con las especificaciones de la norma utilizada.

Rigidez lateral de piso

Es la sumatoria de las rigideces a corte de los elementos verticales estructurales del piso.

Rigidez efectiva

La obtenemos de la relación entre período, masa y rigidez para sistemas de un grado de libertad.

Sismo de diseño

Los eventos sísmicos que tienen una probabilidad del 10% de ser excedidos en 50 años (período de retorno de 475 años), determinado a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura, o a partir de un mapa de peligro sísmico.

Para caracterizar este evento, se puede utilizar un grupo de acelerogramas con propiedades dinámicas representativas de los ambientes tectónicos, geológicos y



geotécnicos del sitio, conforme lo establece la norma. Los efectos dinámicos del sismo de diseño pueden modelarse mediante un espectro de respuestas para diseño, como el proporcionado por norma de diseño.

Factor Z

El valor de Z de cada zona sísmica, representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

Zonas sísmicas

El Ecuador se divide en seis zonas sísmicas, caracterizadas por el valor del factor Z. Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia, y del litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta.

Acero Estructural

Acero ASTM A36: Es un tipo de acero estructural con contenido de carbono, utilizado en construcción de estructuras metálicas, tales como: edificaciones, puentes, torres de energía y torres para comunicación.

Tabla 1. Elementos componentes del acero estructural
Fuente: <https://es.scribd.com/doc/89693272/Acero-ASTM-A36>

Carbono (C)	0.26% máx.
Manganeso (MN)	No hay requisito
Fósforo (P)	0.04% máx.
Azufre(S)	0.05% máx.
Silicio (Si)	0.40% máx.
*Cobre (Cu)	0.20% mínimo.

* Cuando se especifique



Tabla 2. Características mecánicas del Acero A36
 Fuente: <https://es.scribd.com/doc/89693272/Acero-ASTM-A36>

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS ACERO A36			
Limite de fluencia mínimo	250	MPA	
	36000	Psi	
Densidad	7850	Kg/m ³	
	0.28	Lb/in ³	
A 36 en barras, planchas y perfiles estructurales	e<8in	limite de fluencia mínimo	250MPA 36ksi
	e<203.2mm	Limite de rotura mínimo	410MPA 58ksi
Planchas	e>8in	Limite fluencia mínimo	220MPA32ksi
	e>203.2mm	Limite de rotura mínimo	410MPA 58ksi
Resistencia a la tracción	Min	Max	Unidades
	58000	80000	Psi
	400	550	MPa

Para la conexión de miembros estructurales de acero A36, se utiliza sistemas de empernado o procedimientos de soldadura. Este material se presenta de distintas formas como en planchas, perfiles estructurales, etc.

Soldadura

La soldadura es la unión de dos materiales obtenidos de un proceso de fusión mediante temperatura, añadiendo un material de aporte que al fundirse conforman una sola pieza, reemplazando al remachado que se utilizaba en los procesos industriales y la construcción de edificaciones años atrás. Existen varios procesos de soldadura que han venido evolucionando a lo largo de estos últimos años



como: suelda eléctrica, gas inerte de metal (MIG), arco sumergido, entre otras, mejorando la calidad de los materiales de aporte, así como sus técnicas de soldadura manual.

En la figura 1 se indica brevemente el principio general de la soldadura; este está compuesto por cuatro componentes básicos como son:

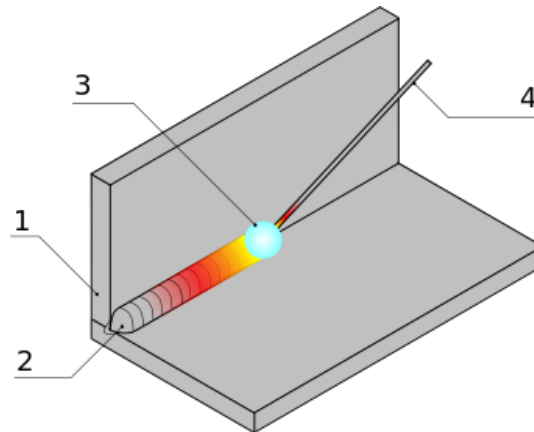


Fig 1. Detalle de aplicación de soldadura
Fuente: <http://es.wikipedia.org/wiki/Soldadura>

Tabla 3. Componentes básicos en una unión soldada
Fuente: <http://es.wikipedia.org/wiki/Soldadura>

ELEMENTO	COMPONENTE
1	Metal base
2	Cordón de soldadura
3	Fuente de energía
4	Metal de aporte

Metal base: Es el elemento que forma parte de la unión a la cual se va aplicar la soldadura. En otras palabras son las piezas a unir; a estas se les debe realizar su respectiva preparación antes de soldar como; limpieza de impurezas, biselados de acuerdo al diseño, entre otras.

Cordón de soldadura: Es un depósito de metal fundido que resulta de la progresión longitudinal de un proceso de soldadura en una junta. Existe una variedad de cordones que se clasifican por el tipo de unión, tipo de proceso.



Fuente de energía: Es la energía que se requiere para lograr la unión entre dos piezas como: llama de gas, arco eléctrico, entre otras.

Metal de aporte: Es el metal depositado en la unión proveniente de la fusión de un electrodo o varilla de soldar.



CAPÍTULO II ANÁLISIS ESTRUCTURAL

2.1 MODELACIÓN DE CARGAS DE LAS NAVES INDUSTRIALES

En este trabajo de titulación, se realizará la modelación de dos tipologías no tradicionales de naves de estructura de acero utilizadas para la industria, la nave industrial tipo I tiene 11,05m de luz con una columna intermedia a 3,70m de la columna lateral izquierda, con una cubierta a dos aguas asimétrica, como se muestra en la figura 2. Mientras que la nave industrial tipo II tiene 20,70m de luz, con una cubierta a una sola agua, como se muestra en la figura 3.

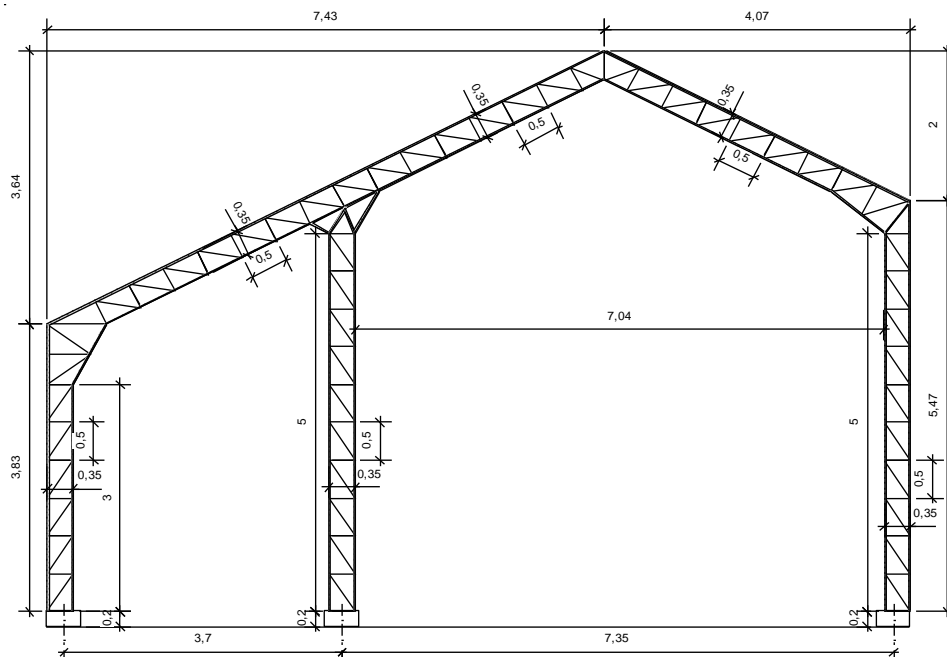


Fig. 2. Nave industrial tipo I
Fuente: El Autor

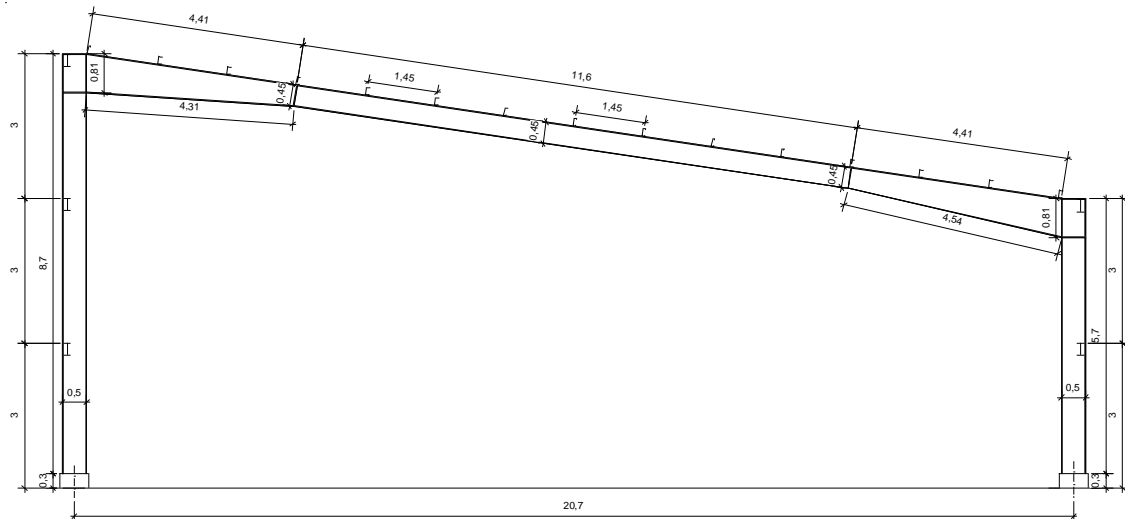


Fig. 3. Nave industrial tipo II
Fuente: El Autor

2.1.1. CARGAS

Conocemos como cargas a la acción directa de una fuerza concentrada o distribuida, generada por agentes externos o simplemente por desastres naturales que actúan sobre el elemento estructural, y la cual produce estados tensionados sobre la estructura. Las cargas se pueden clasificar por:

Cargas gravitatorias

Las cargas gravitatorias actúan sobre una estructura, como consecuencia de la acción de la gravedad, estas pueden ser:

Cargas permanentes (carga muerta):

Están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales, que actúan en permanencia sobre la estructura y que vendría a ser el peso propio de la misma. Son elementos tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura. En las siguientes tablas recogidas de la NEC-14, resaltaremos las cargas muertas a utilizarse en nuestra estructura.



Tabla 4. Cargas Permanentes a considerarse.
Fuente: NEC-14

	Peso unitario
Plancha ondulada de fibrocemento:	KN/m ²
de 8mm de espesor	0.20
de 6mm de espesor	0.15
Chapa ondulada de acero galvanizado:	KN/m ²
de 0.5mm de espesor	0.07
de 0.8mm de espesor	0.09
de 1.3mm de espesor	0.14
Metales:	KN/m ³
Acero	78.5
Aluminio	27.0
Bronce	85.0

Carga Viva

También llamada sobrecarga de uso, que se utilizará en el cálculo; depende de la ocupación a la que este destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición otras.



Tabla 5. Cargas Vivas a considerarse.
Fuente: NEC-14

Ocupación o uso	Carga uniforme (KN/m ²)	Carga concentrada (K/N)
Cubiertas		
Cubiertas planas inclinadas y curvas	1.00	
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	3.00	
Cubiertas destinadas a jardinería o patios de reunión	4.80	
Toldos y carpas	i	i
Construcción en lona apoyada sobre una estructura ligera	0.24 (no reduc.)	
Todas las demás	1.00	
Elementos principales expuestos a áreas de trabajo		
Carga puntual en los nudos inferiores de la celosía de cubierta, miembros estructurales que soportan cubiertas sobre fábricas, bodegas, talleres de reparación vehicular		8.90
Todos los otros usos		1.40
Todas las superficies de cubiertas sujetas a mantenimiento de trabajadores		1.40

i En la región Andina y sus estibaciones, desde una cota de 1000m sobre el nivel del mar, no se permite la reducción de carga viva en cubiertas, para prevenir caídas de granizo o ceniza.

Cargas Accidentales

Cargas de sismo.- Estas serán tratadas más adelante en los parámetros sísmicos de diseño.

Cargas Horizontales

Cargas por viento.- Este tipo de cargas están definidas por diferentes factores descritos a continuación.



Velocidad instantánea máxima del viento

La velocidad de diseño por viento hasta 10m de altura, será la adecuada a la velocidad máxima para la zona de ubicación de la edificación, pero no será menor a 75Km/h.

Velocidad corregida del viento

La velocidad instantánea máxima del viento se multiplicará por un coeficiente de corrección, que depende de la altura y de las características topográficas y/o de edificación del entorno (nivel de exposición al viento) de acuerdo con la tabla 6.

$$V_h = V * \sigma$$

Donde:

- V_h : velocidad corregida por el viento en Km/h.
- V : velocidad instantánea máxima del viento en Km/h, registrada a 10m de altura sobre el terreno.
- σ : coeficiente de corrección de la tabla 6.

Tabla 6. coeficiente de corrección σ
Fuente: NEC-14

Altura (m)	Sin obstrucción (Categoría A)	Obstrucción Baja (Categoría B)	Zona Edificada (Categoría C)
5	0.91	0.86	0.80
10	1.00	0.90	0.80
20	1.06	0.97	0.88
40	1.14	1.03	0.96
80	1.21	1.14	1.06
150	1.28	1.22	1.15



Las características topográficas se reparten en tres categorías:

- Categoría A (sin obstrucción): edificios frente al mar, zonas rurales o espacios abiertos sin obstáculos topográficos.
- Categoría B (obstrucción baja): edificios en zonas suburbanas con edificaciones de baja altura, promedio hasta 10m.
- Categoría C (zona edificada): zonas urbanas con edificios de altura.

Cálculo de la presión del viento.

La acción del viento actúa ejerciendo presión sobre los elementos de fachada. Para determinar la resistencia de los elementos frente al empuje del viento se establece una presión P , cuyo valor se determinará mediante la siguiente expresión:

$$P = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot c_e \cdot c_f$$

Donde:

- P : Presión de cálculo expresada en Pa ó (N/m²),
- ρ : Densidad del aire expresada en kg/m³ (en general se puede adoptar 1.25 kg/m³).
- c_e : Coeficiente de entorno/altura
- c_f : Coeficiente de forma

Coeficiente de entorno/altura C_e

Es un factor de corrección que tiene en cuenta el grado de exposición al viento del elemento considerado, y se puede determinar a partir de lo estipulado en el Capítulo 1 de la norma NEC-14.



Coeficiente de forma C_f

Es un factor de corrección que tiene en cuenta la situación del elemento dentro de la fachada, determinado en la tabla 7.

Tabla 7. Coeficiente de forma C_f
Fuente: NEC-14

CONSTRUCCIÓN	Barlovento	Sotavento
Superficies verticales de edificios	+0.8	-0.6
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido del viento	+1,5	-----
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0.7	-----
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección cuadrada o rectangular	+0.2	-----
Arcos o cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no excede los 45°	+0.8	-0.5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0.3-0.7	-0.6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0.7-0.3	-0.6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0.8	-0.6

El signo positivo (+) indica presión.

El signo negativo (-) indica succión.

Los términos barlovento y sotavento se refieren a la dirección desde donde sopla el viento, tienen que ver con la dirección del mismo en relación donde se encuentre la estructura, objeto o persona.

Cuando el viento va en la misma dirección que una persona caminando se dice Sotavento, y cuando va con el viento en contra se dice Barlovento.

Para contener en forma sencilla todas las posibilidades, se podrá utilizar los siguientes valores dados en la tabla 8, para determinar el cociente de forma C_f .



Tabla 8. Determinación simplificada del Coeficiente de forma C_f
Fuente: NEC-14

CONSTRUCCIÓN	Coeficiente C_f
Elementos situados en patios interiores, cuyo ancho es inferior a la altura del edificio, y sin conexión con el espacio exterior por su parte interior, así como ventanas interiores (en el caso que se dispongan dobles ventanas)	0.3
Elementos en fachadas protegidas en edificios alineados en calles rectas, a una distancia de la esquina, mayor que la altura de la edificación, en bloques exentos en la parte central de una fachada de longitud mayor que el doble de la altura, o en patios abiertos a fachadas o patios de manzana.	0.8
Elementos en fachadas expuestas en edificaciones aisladas, o fachadas de longitud menor que el doble de la altura	1.3
Elementos en fachada muy expuestas, situados al borde de la orilla de lagos o del mar, próximos a escarpaduras laderas de fuerte inclinación, desfiladeros y otros	1.5

2.2 COMBINACIONES DE CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA

En la tabla 9. se presenta la simbología de cargas ingresadas al programa SAP-2000, y además se muestra en la figura 4. el cuadro de diálogo una vez ingresada las diferentes cargas al programa.

Tabla 9. Simbología de cargas
Fuente: NEC-14

SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
D =	Carga permanente
E =	Carga de sismo
L =	Sobrecarga (carga viva)
W=	Carga de viento

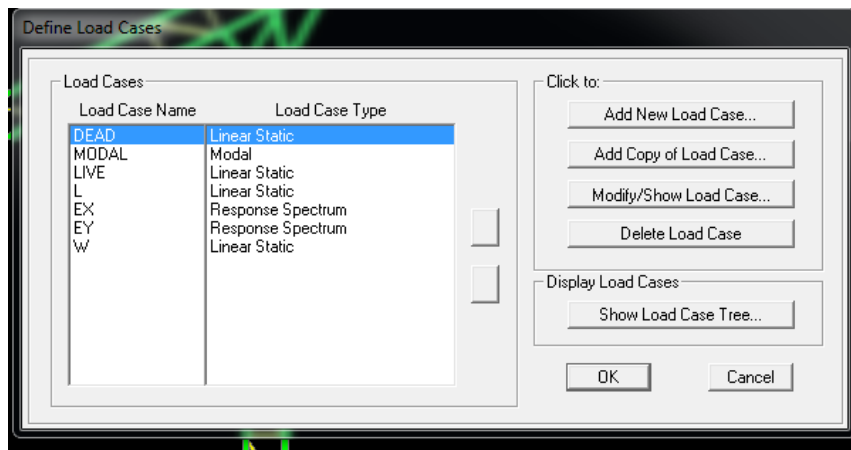
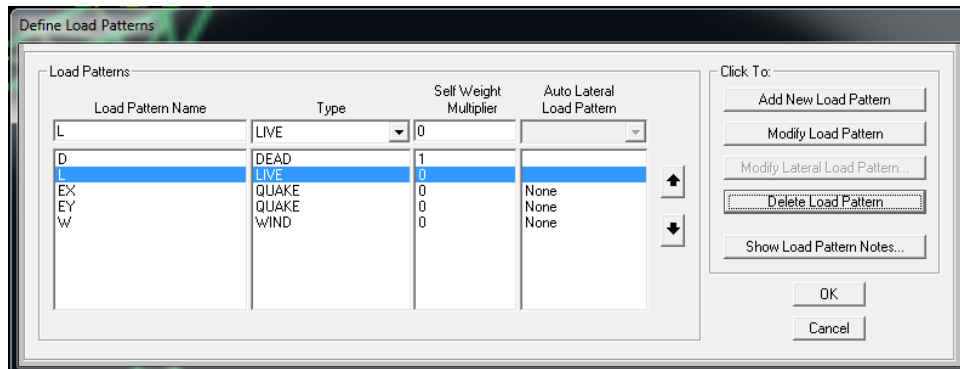


Fig. 4. Cargas Ingresadas al programa SAP-2000
Fuente: SAP-2000

Combinación para el diseño por última resistencia.

Las estructuras, componentes y cimentaciones, deberán ser diseñadas de tal manera que la resistencia de diseño iguale o exceda los efectos de las cargas incrementadas, de acuerdo a las siguientes combinaciones:

Combinación 1:

$$1.4 D$$

Combinación 2:

$$1.2 D + 1.6 L$$

Combinación 3:

$$1.2 D + (0.5L \text{ ó } 0.5W)$$

Combinación 4:

$$1.2 D + 1.0 W + 0.5 L$$



Combinación 5:

$$1.2 D + 1.0 E + 0.5 L$$

Combinación 6:

$$0.9 D + 1.0 W$$

Combinación 7:

$$0.9 D + 1.0 E$$

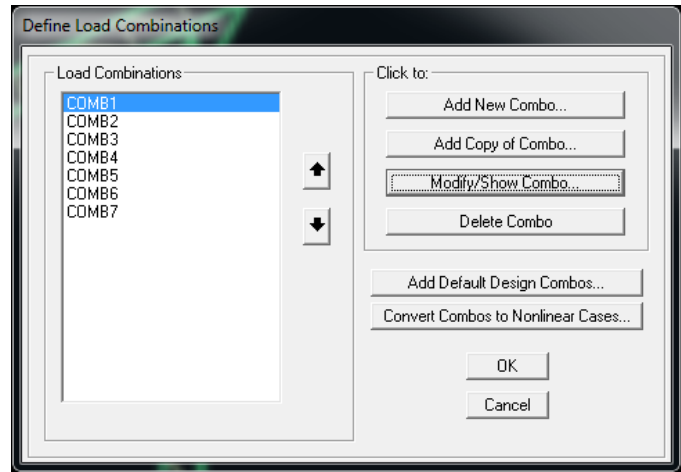


Fig. 5. Combinaciones ingresadas al programa SAP-2000
Fuente: SAP-2000

2.3 PARÁMETROS DE CÁLCULO

Capacidad portante del suelo de fundación

A partir de los ensayos de laboratorio de mecánica de suelos, ejecutados a las muestras recuperadas, en especial a los ensayos de SPT y compresión simple, se puede determinar la capacidad portante del suelo de fundación, para este trabajo se toma un valor de 15.0 Tn/m^2 para el diseño de la cimentación.

Factor de zona sísmica Z

El factor de zona sísmica Z representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del nor-oriente que presenta una amenaza sísmica



intermedia, y del litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta como se muestra en la tabla 9. Para facilitar la determinación del valor de Z, en la tabla 10; se muestra el listado de algunas poblaciones cercanas a la ciudad de Cuenca objeto de este estudio. Si se va a diseñar una estructura en una población o zona que no consta en la lista, hay que referirse a la figura 6 en donde se escogerá el valor de Z de la población más cercana.

Tabla 9. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada
Fuente: NEC-14

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥0.50
Caracterización de amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Tabla 10. Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z
Fuente: NEC-14

POBLACION	PARROQUIA	CANTON	PROVINCIA	Z
CUENCA	CUENCA	CUENCA	AZUAY	0.25
CHORDELEG	CHORDELEG	CHORDELEG	AZUAY	0.25
GUALACEO	GUALACEO	GUALACEO	AZUAY	0.25
SEVILLA DE ORO	SEVILLA DE ORO	SEVILLA DE ORO	AZUAY	0.25
EL PAN	EL PAN	EL PAN	AZUAY	0.25
PAUTE	PAUTE	PAUTE	AZUAY	0.25

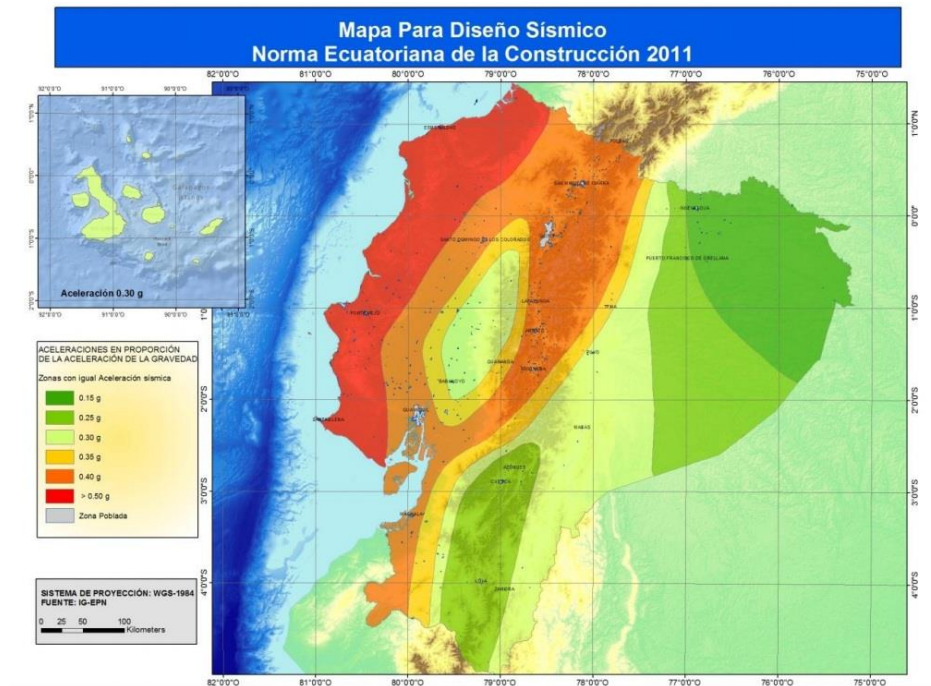


Fig 6. Zonas sísmicas y valor del factor Z
Fuente: NEC-14

Por lo tanto para el presente trabajo de titulación se tomara la zona sísmica II (alta) con un valor de $Z = 0,25$, correspondiente a la ciudad de Cuenca.

Perfil del suelo

Los efectos locales de la respuesta sísmica de la edificación deben evaluarse en base a los perfiles de suelo, se definen seis tipos de perfil de suelo los cuales se muestran en la tabla 11.



Tabla 11. Clasificación de los perfiles de suelo
Fuente: NEC-14

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50.0$ $\bar{S}_u \geq 100 \text{ KPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2)$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$\bar{V}_s < 180 \text{ m/s}$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $\bar{S}_u < 50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2)$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista (Ver 2.5.4.9). Se contemplan las siguientes subclases: F1 —Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F2 —Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	

Para el presente trabajo se consideró que las naves industriales estarán cimentadas sobre suelos con perfil tipo C.

Coeficientes de amplificación dinámica de perfiles de suelo Fa, Fd y Fs

En la tabla 12 se presenta los valores del coeficiente **Fa**; que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca.



Tabla 12. Tipo de suelo y Factores de sitio Fa
Fuente: NEC-14

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D		1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.15
E		1.8	1.5	1.4	1.28	1.15	1.05
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Nota: Para los suelos tipo F no se proporcionan valores de Fa, Fd ni de Fs, debido a que requieren un estudio especial

Para este trabajo debido a que se tiene un valor de Z de 0,25 y un suelo con perfil tipo C, se asume un valor de **Fa = 1,3**.

En la tabla 13 se presentan los valores del coeficiente **Fd** que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca.

Tabla 13. Tipo de suelo y Factores de sitio Fd
Fuente: NEC-14

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D		1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E		2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Nota: Para los suelos tipo F no se proporcionan valores de Fa, Fd ni de Fs, debido a que requieren un estudio especial

Para este trabajo debido a que se tiene un valor de Z de 0,25 y un suelo con perfil tipo C, se asume un valor de **Fd = 1,5**.

En la tabla 14 se presenta los valores del coeficiente **Fs**, que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que



depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos del suelo, para los espectros de aceleraciones.

Tabla 14. Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s
Fuente: NEC-14

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	I	II	III	IV	V	VI
		0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C		1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D		1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Nota: Para los suelos tipo F no se proporcionan valores de F_a , F_d ni de F_s , debido a que requieren un estudio especial

Para este trabajo debido a que se tiene un valor de Z de 0,25 y un suelo con perfil tipo C, se asume un valor de $F_s = 1,1$

Espectro de respuesta elástico de aceleraciones

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones expresado como fracción de la aceleración de la gravedad S_a , está definido por el factor de zona sísmica Z, el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura y los valores de los coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d y F_s el cual es representado por las siguientes ecuaciones.

$$S_a = \eta Z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \text{ para } T > T_c$$

Donde:

$r = 1$ para tipo de suelo C.

$\eta = 2,48$ para Provincias de la Sierra



Los límites para el período de vibración T_c se obtienen mediante la siguiente expresión.

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

De esta manera queda definido el espectro elástico de aceleraciones para este trabajo representado en la figura 7.

CÁLCULOS:

ESPECTRO ELÁSTICO DE ACELERACIONES

Para: $0 \leq T \leq T_c$

$$S_a = \eta Z F_a$$

$$\begin{aligned} \eta &= 2,48 \\ Z &= 0,25 \\ F_a &= 1,3 \end{aligned}$$

$$S_a = 0,806$$

Para: $T > T_c$

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$\begin{aligned} F_s &= 1,1 \\ F_d &= 1,5 \\ F_a &= 1,3 \end{aligned}$$

$$T_c = 0,698$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r$$



Tabla 15. Espectro elástico de aceleraciones
Fuente: El Autor

T	Sa
0	0,806
0,5	0,806
0,698	0,806
1	0,563
1,5	0,375
2	0,281
2,5	0,225
3	0,188
3,5	0,161
4	0,141
4,5	0,125
5	0,113

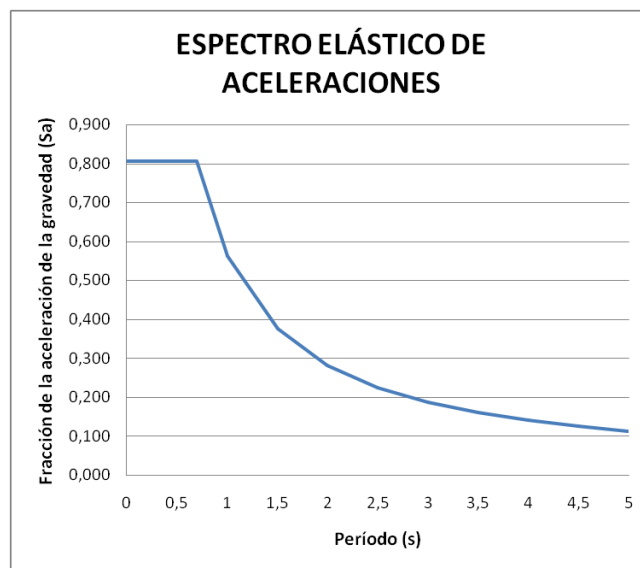


Fig 7. Espectro elástico de aceleraciones
Fuente: El Autor

Espectro de diseño de aceleraciones

El espectro de diseño de aceleraciones se obtiene reduciendo el espectro elástico de aceleraciones por los siguientes coeficientes:



Coeficiente de configuración estructural en planta Φ_P

El coeficiente de configuración estructural en planta, se establece de un análisis de las características de regularidad e irregularidad en las plantas de la estructura, para este trabajo se tomara un valor de $\Phi_P=0,9$.

Coeficiente de configuración estructural en elevación Φ_E

El coeficiente de configuración estructural en elevación se establece de un análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, para este trabajo se tomara un valor de $\Phi_E=0,9$.

Factor de reducción de resistencia sísmica R.

Para determinar el factor de reducción de resistencia sísmica R, se tomará el menor de los valores para los casos en los cuales el sistema resistente estructural, resulte en una combinación de varios sistemas que se muestran en la tabla 16.

Tabla 16. Factor de reducción de resistencia sísmica R
Fuente: NEC-14

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R	
Sistemas Duales	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros portantes (que no clasifican como muros estructurales) de hormigón armado.	5
Pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5
Estructuras de mampostería reforzada o confinada.	3.5

Para este trabajo se tomara un valor de $R=6$.



Con lo que el espectro de diseño de aceleraciones para los ejes X y Y queda definido de la siguiente manera:

$$Sa' = \frac{Sa}{\Phi_P \Phi_{ER}}$$

Tabla 17. Espectro de diseño de aceleraciones
Fuente: El Autor

T	Sa'
0	0,166
0,5	0,166
0,698	0,166
1	0,116
1,5	0,077
2	0,058
2,5	0,046
3	0,039
3,5	0,033
4	0,029
4,5	0,026
5	0,023

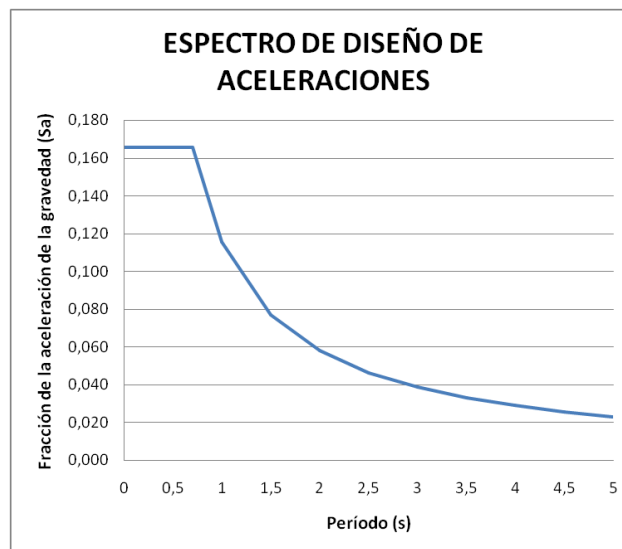


Fig 8. Espectro de diseño de aceleraciones
Fuente: El Autor

En la figura 9. se muestra el espectro de diseño de aceleraciones introducido al programa SAP-2000

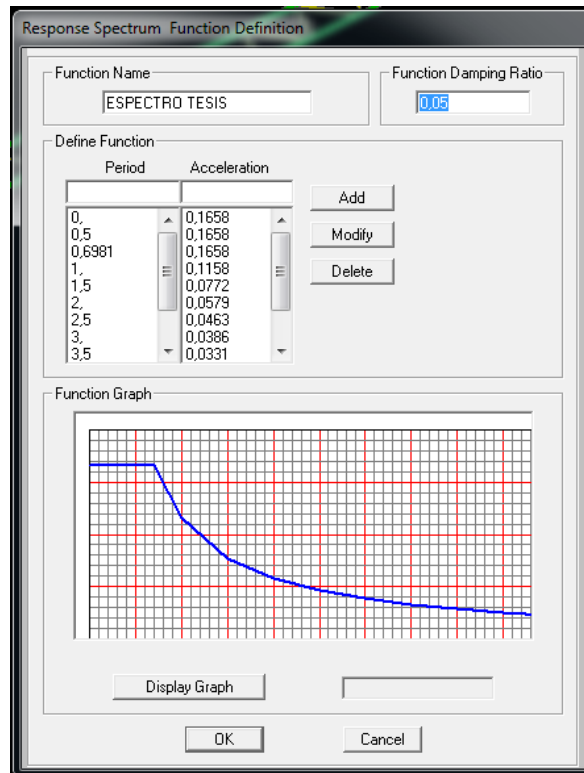


Fig 9. Espectro de diseño de aceleraciones en SAP-2000
Fuente: SAP-2000

2.4 MODELACIÓN DE LA NAVE INDUSTRIAL TIPO 1

En la figura 10 se presenta el modelo generado en el programa SAP-2000 de la tipología 1 de nave industrial, que tiene 11,05m de luz con una columna intermedia a 3,70m de la columna lateral izquierda, con una cubierta a dos aguas asimétricas, con pórticos de cerchas articuladas.

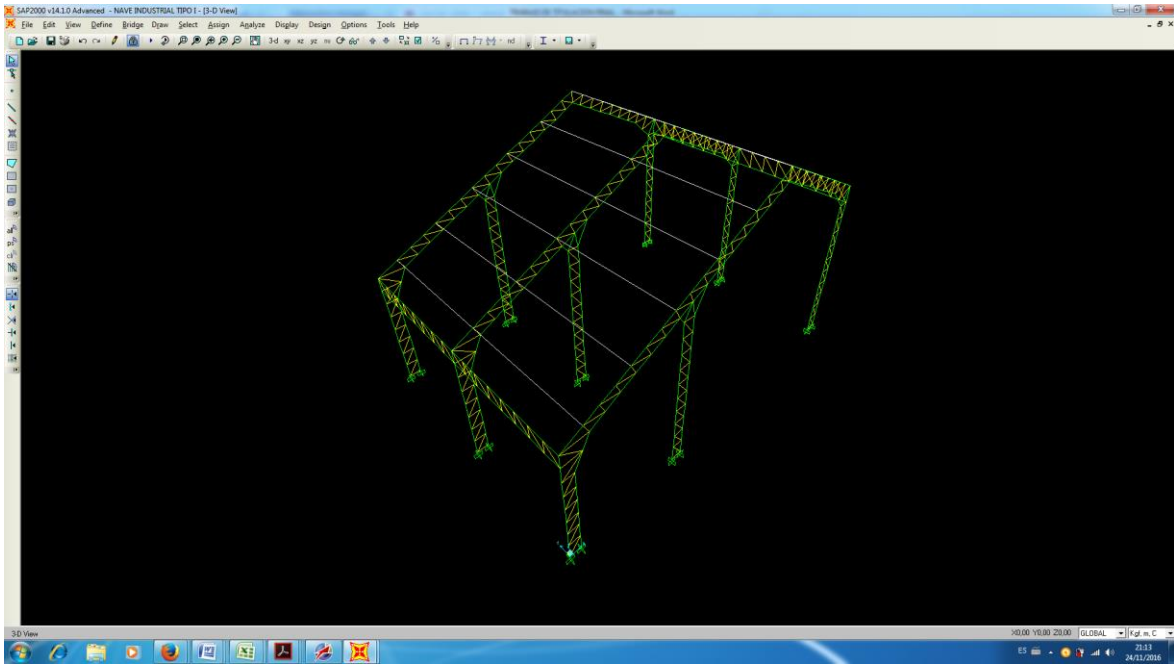


Fig 10. Modelo tipología 1 generado en SAP-2000
Fuente: SAP-2000

Asignación de materiales utilizados en el modelo estructural.

Los materiales utilizados en el modelo es un acero A36 definido en el capítulo I, en la figura 11 se presenta la introducción del material en el programa SAP-200.

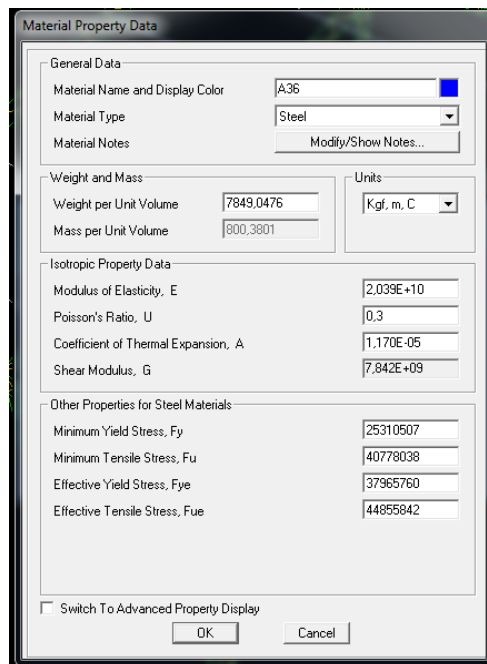


Fig 11. Propiedades del material utilizado
Fuente: SAP-2000



Asignación de secciones de miembros estructurales

A continuación se muestra los diferentes perfiles que conforman la estructura de la nave industrial tipo 1, teniendo tres clases de perfiles: perfil principal, perfil secundario y correa.

PERFIL PRINCIPAL.

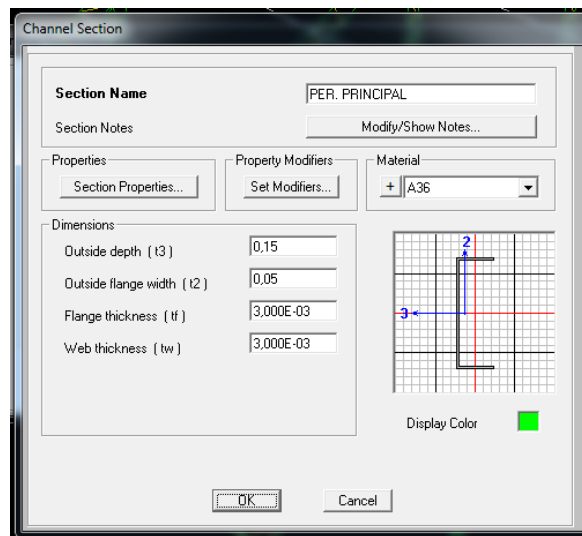


Fig 12. Perfil principal generado en SAP-2000
Fuente: SAP-2000

PERFIL SECUNDARIO.

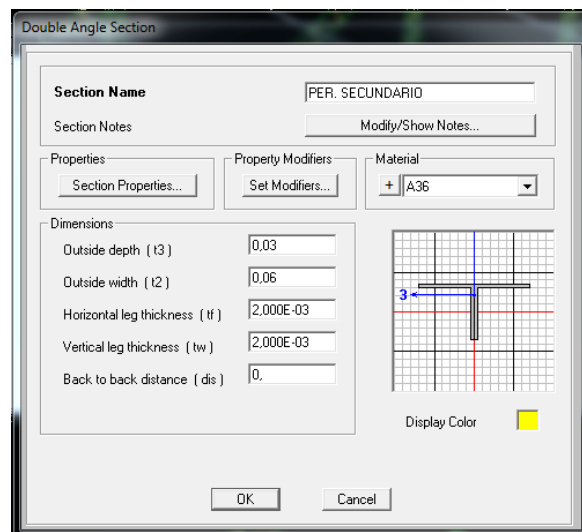


Fig 13. Perfil secundario generado en SAP-2000
Fuente: SAP-2000



CORREA.

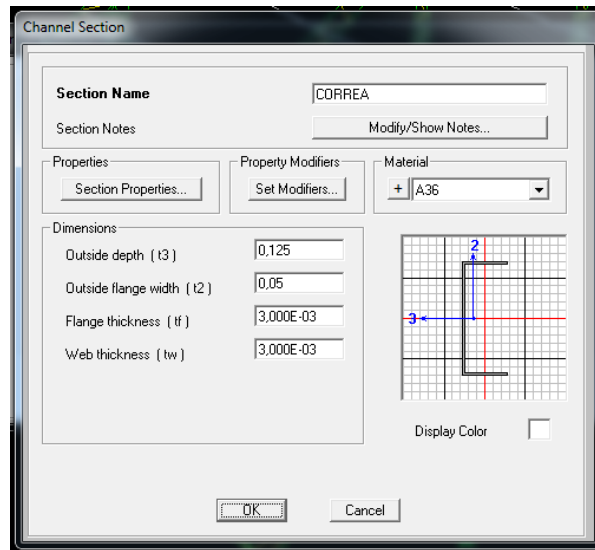


Fig 14. Correa generada en SAP-2000
Fuente: SAP-2000

2.4.1 RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

NORMA UTILIZADA: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-14)

MÉTODO DE CÁLCULO: Análisis modal espectral

A continuación en la tabla 18 se muestra la participación de una masa modal acumulada que supera el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales consideradas, para este caso se han considerando 12 modos de vibración.

Tabla 18. Proporciones de participación de carga modal
Fuente: SAP-2000

TABLE: Modal Load Participation Ratios				
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	100	95,5064
MODAL	Acceleration	UY	100	95,3534
MODAL	Acceleration	UZ	22,4089	3,0919



En la tabla 19 se muestra los 12 modos de vibración que han sido considerados, y la participación de una masa modal con su respectivo período en segundos.

Tabla 19. Proporciones de participación de masa modal
Fuente: SAP-2000

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,393427	5,936E-08	0,695	2,577E-10	5,936E-08	0,695	2,577E-10
MODAL	Mode	2	0,22061	1,143E-07	0,0004416	2,402E-09	1,736E-07	0,695	2,66E-09
MODAL	Mode	3	0,152583	0,00004742	0,173	2,823E-08	0,000004916	0,868	3,089E-08
MODAL	Mode	4	0,116442	0,656	0,00004902	0,00004451	0,656	0,868	0,00004454
MODAL	Mode	5	0,099057	0,00004443	0,0008908	0,000002577	0,656	0,869	0,00004712
MODAL	Mode	6	0,096064	0,112	2,776E-07	0,0001543	0,768	0,869	0,0002014
MODAL	Mode	7	0,093931	0,049	1,328E-07	0,0002838	0,817	0,869	0,0004852
MODAL	Mode	8	0,070383	0,054	0,000006738	0,00154	0,871	0,869	0,002025
MODAL	Mode	9	0,053951	0,004633	0,0001549	0,026	0,876	0,869	0,028
MODAL	Mode	10	0,048062	0,00001686	0,036	0,0002881	0,876	0,905	0,029
MODAL	Mode	11	0,023688	0,00002289	0,048	0,0001594	0,876	0,954	0,029
MODAL	Mode	12	0,017241	0,079	0,00002092	0,002082	0,955	0,954	0,031

En lo que concierne al análisis de deformaciones, se puede establecer que la estructura se comporta adecuadamente a cada una de las combinaciones de carga descritas anteriormente, es decir las deformaciones están dentro de los límites establecidos en la norma NEC-14.

2.5 MODELACIÓN DE LA NAVE INDUSTRIAL TIPO 2

En la figura 15 se presenta el modelo generado en el programa SAP-2000 de la tipología 2 de nave industrial que tiene 20,70m de luz, con una cubierta a una sola agua, con pórticos de secciones de alma llena.

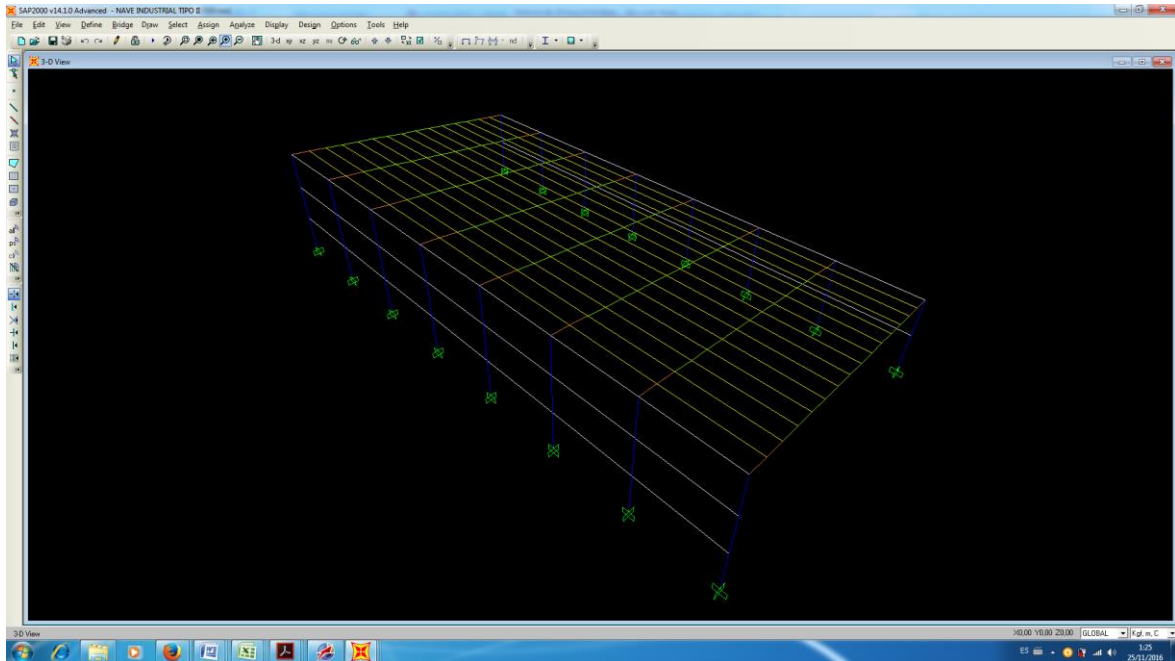


Fig 15. Modelo tipología 2 generado en SAP-2000
Fuente: SAP-2000

Asignación de materiales utilizados en el modelo estructural.

Los materiales utilizados en el modelo es un acero A36 definido en el capítulo I, en la figura 16 se presenta la introducción del material en el programa SAP-200.

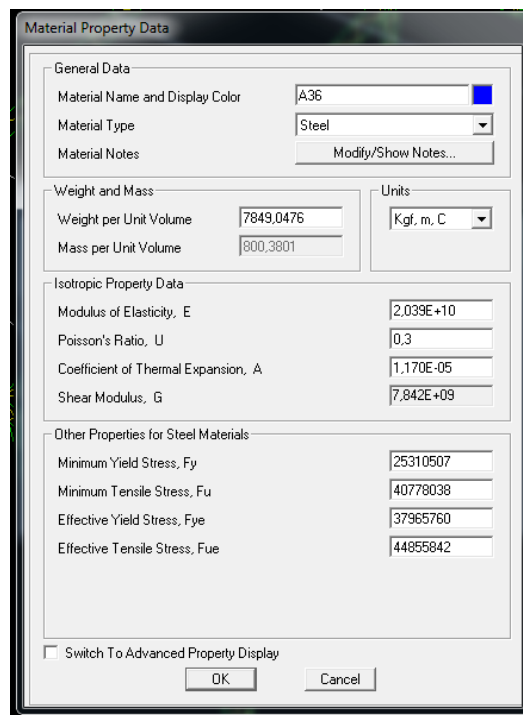


Fig 16. Propiedades del material utilizado
Fuente: SAP-2000

Asignación de secciones de miembros estructurales

A continuación se muestra los diferentes perfiles de sección llena que conforman la estructura de la nave industrial tipo 2, teniendo cinco clases de perfiles de sección llena: viga central, viga lateral, viga de arrojamiento, correa y columna.

VIGA CENTRAL.

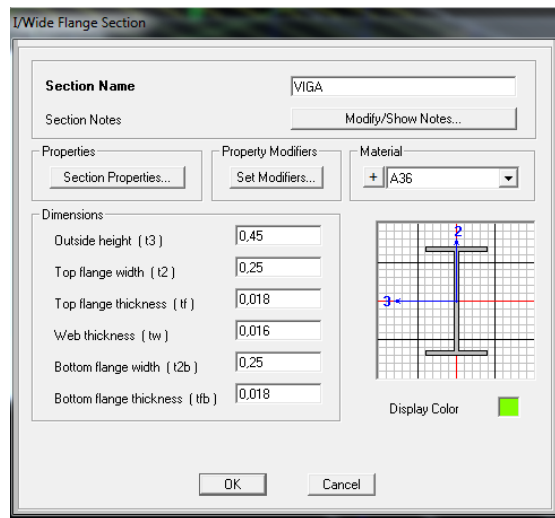


Fig 17. Viga central generada en SAP-2000
Fuente: SAP-2000

VIGA LATERAL.

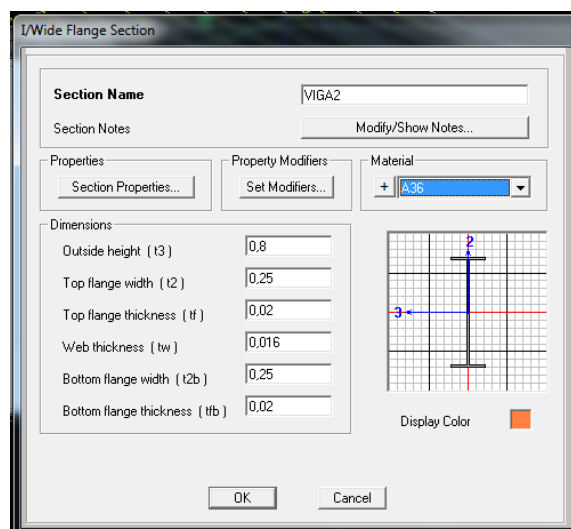


Fig 18. Viga lateral generada en SAP-2000
Fuente: SAP-2000

VIGA DE ARROSTRAMIENTO.

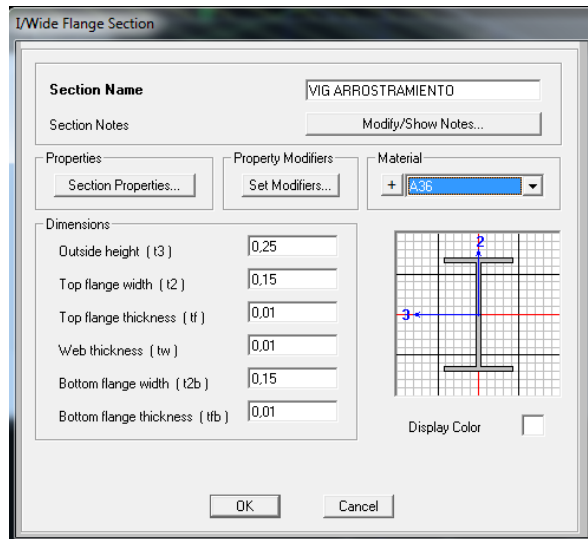


Fig 19. Viga de arrostramiento generada en SAP-2000
Fuente: SAP-2000

CORREA.

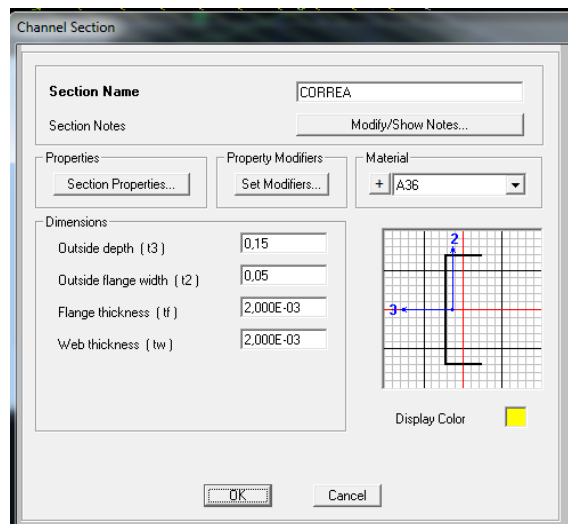


Fig 20. Correa generada en SAP-2000
Fuente: SAP-2000



COLUMNA.

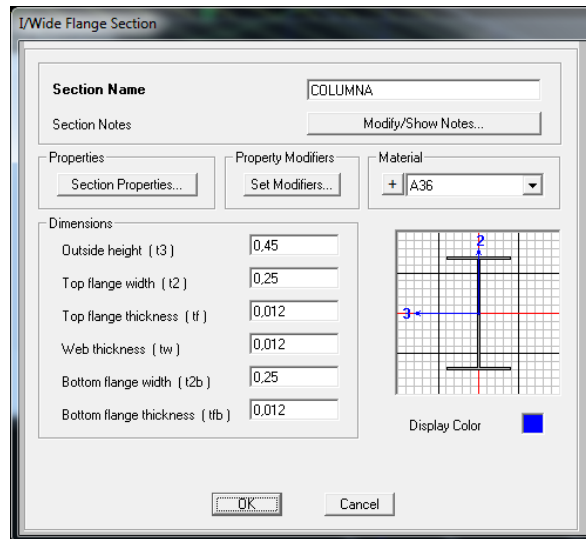


Fig 21. Columna generada en SAP-2000
Fuente: SAP-2000

2.5.1 RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

NORMA UTILIZADA: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-14)

MÉTODO DE CÁLCULO: Análisis modal espectral

A continuación en la tabla 20 se muestra la participación de una masa modal acumulada que supera el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales consideradas, para este caso se han considerando 12 modos de vibración.

Tabla 20. Proporciones de participación de carga modal
Fuente: SAP-2000

TABLE: Modal Load Participation Ratios				
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	100	96,7576
MODAL	Acceleration	UY	100	99,4501
MODAL	Acceleration	UZ	98,9262	43,7264



En la tabla 21 se muestra los 12 modos de vibración que han sido considerados y la participación de una masa modal con su respectivo periodo en segundos.

Tabla 21. Proporciones de participación de masa modal
Fuente: SAP-2000

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,78472	0	0,572	0	0	0,572	0
MODAL	Mode	2	0,344097	0	0,033	0	0	0,605	0
MODAL	Mode	3	0,253849	0,584	0	0,079	0,584	0,605	0,079
MODAL	Mode	4	0,243217	0,096	0	0,018	0,68	0,605	0,097
MODAL	Mode	5	0,240023	0	0,298	0	0,68	0,903	0,097
MODAL	Mode	6	0,22843	0,016	0	0,001877	0,696	0,903	0,099
MODAL	Mode	7	0,208553	0	0,009198	0	0,696	0,912	0,099
MODAL	Mode	8	0,173179	0,183	0	0,335	0,88	0,912	0,434
MODAL	Mode	9	0,145234	0	0,023	0	0,88	0,935	0,434
MODAL	Mode	10	0,081001	0,025	0	0,0002233	0,905	0,935	0,434
MODAL	Mode	11	0,080662	0	0,06	0	0,905	0,995	0,434
MODAL	Mode	12	0,048727	0,063	0	0,00296	0,968	0,995	0,437

En lo que concierne al análisis de deformaciones, se puede establecer que la estructura se comporta adecuadamente a cada una de las combinaciones de carga descritas anteriormente, es decir las deformaciones están dentro de los límites establecidos en la norma NEC-14.



CAPÍTULO III

DISEÑO ESTRUCTURAL

En este capítulo se verifican cada uno de los miembros estructurales utilizando la norma AISC LRFD-99 del programa SAP-2000, a continuación se muestran los resultados de la verificación.

3.1 DISEÑO ESTRUCTURAL NAVE INDUSTRIAL TIPO I

3.1.1 COLUMNA.

- PERFIL PRINCIPAL.

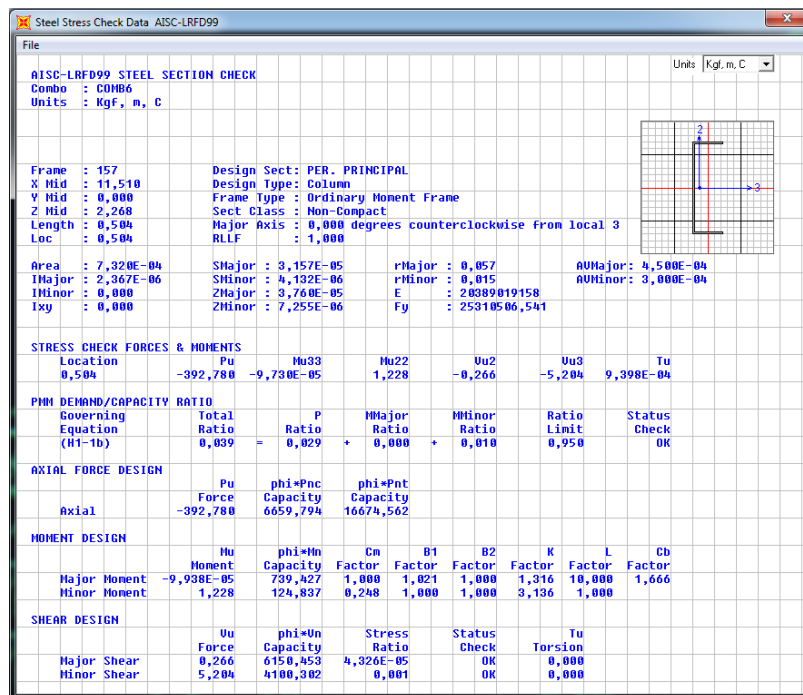


Fig 22. Comprobación Perfil Principal de Columna
Fuente: SAP-2000



- PERFIL SECUNDARIO.

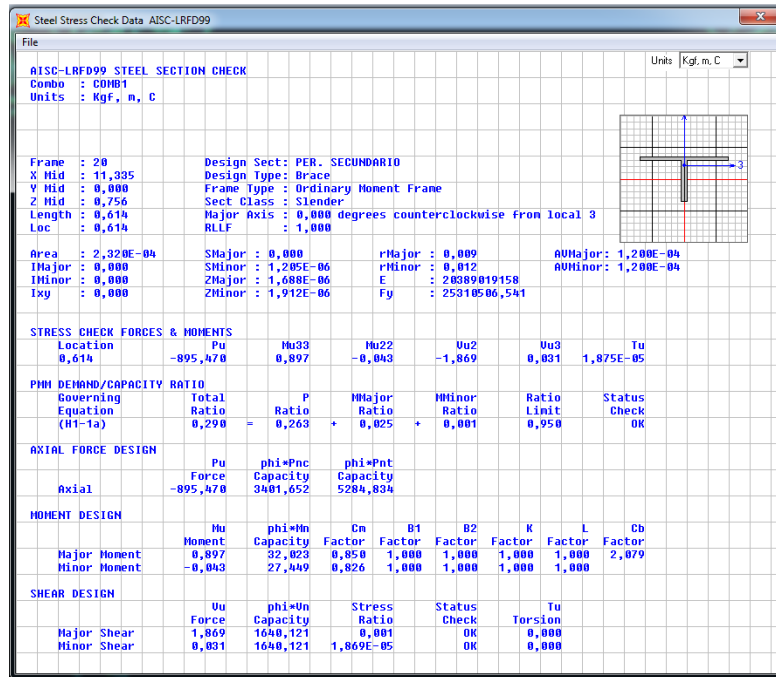


Fig 23. Comprobación Perfil Secundario de Columna
Fuente: SAP-2000

3.1.2 CERCHA.

- PERFIL PRINCIPAL.

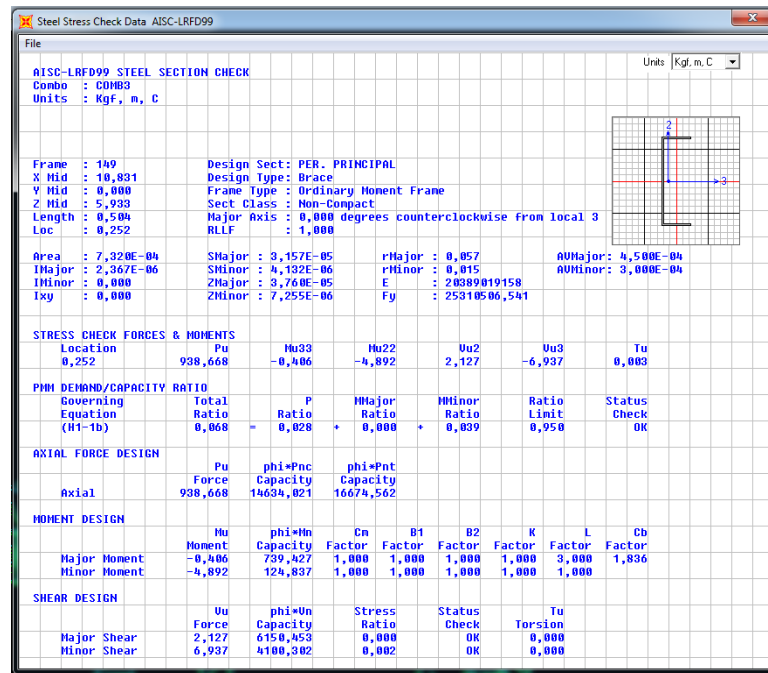


Fig 24. Comprobación Perfil Principal de Cercha
Fuente: SAP-2000



- PERFIL SECUNDARIO.

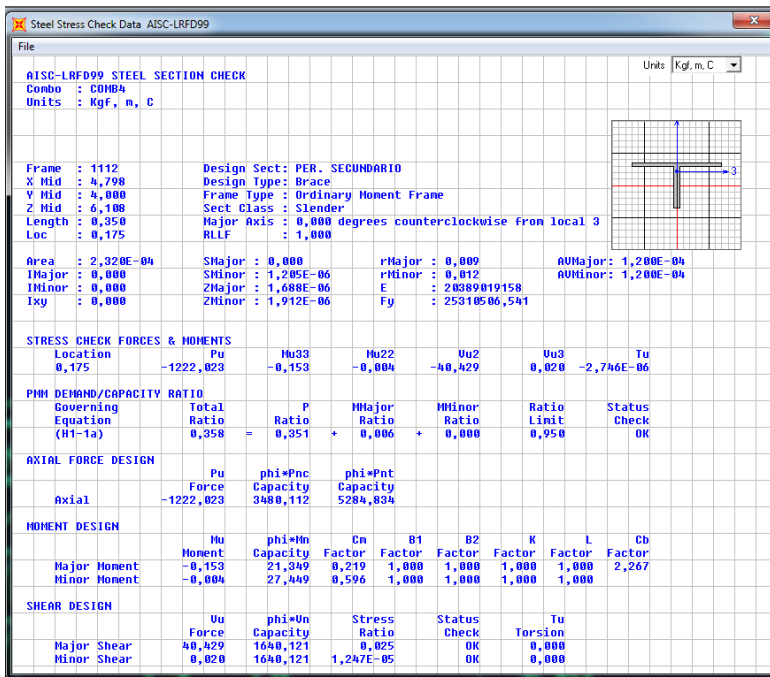


Fig 25. Comprobación Perfil Secundario de Cercha
Fuente: SAP-2000

3.1.3 VIGA DE ARROSTRAMIENTO.

- PERFIL PRINCIPAL.

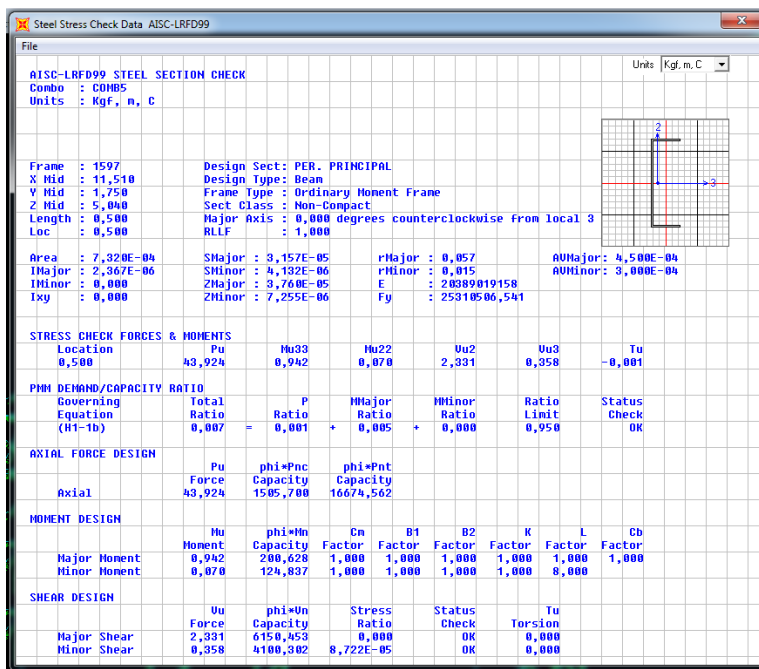


Fig 26. Comprobación Perfil Principal de Viga de Arrostramiento
Fuente: SAP-2000



- PERFIL SECUNDARIO.

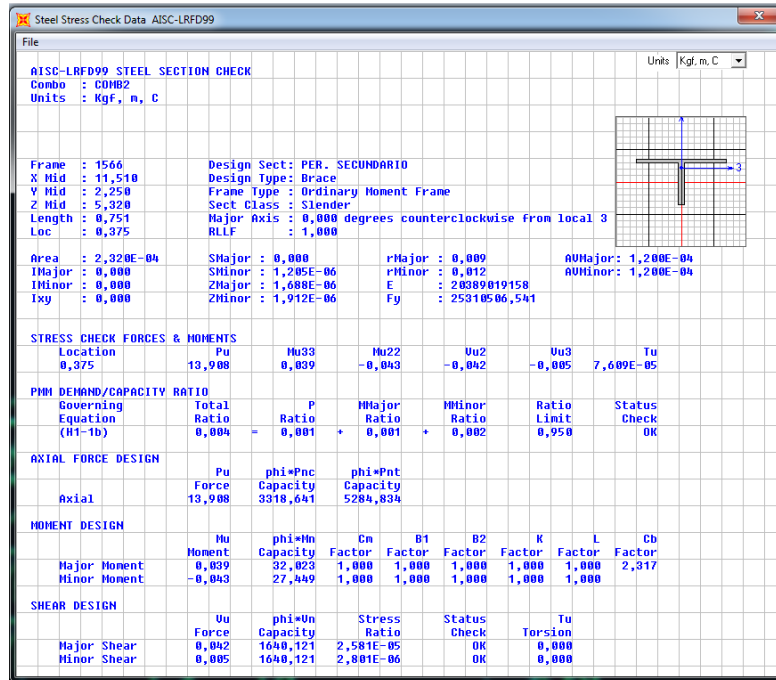


Fig 27. Comprobación Perfil Secundario de Viga de Arrostramiento
 Fuente: SAP-2000

3.1.4 CORREA.

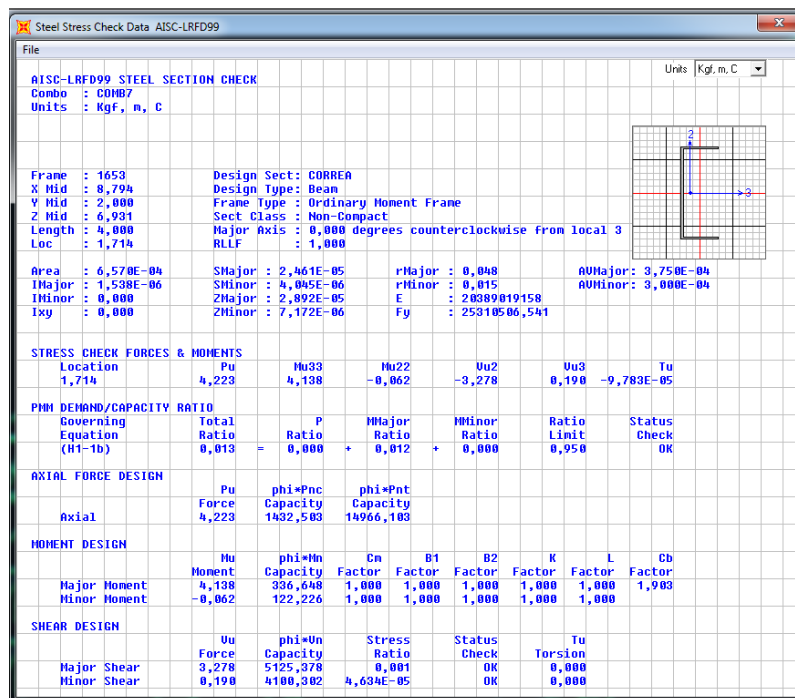


Fig 28. Comprobación Correa Nave tipo I
 Fuente: SAP-2000



3.1.5 DISEÑO DE CIMENTACIÓN

A continuación se presenta el diseño de una zapata en particular, el procedimiento para todas las zapatas de la estructura sigue un procedimiento similar.

DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA.

Para el dimensionamiento de la zapata se tienen los siguientes datos.

DATOS:

Solicitaciones (Datos obtenidos por el programa SAP2000)

$$\begin{aligned} N^* &= 22,49 \text{ KN} \\ H^* &= 0,17 \text{ KN} \\ M^* &= 0,076 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

Capacidad de Carga

q_0^* (Capacidad de Carga Estimada)

Profundidad de Cimentación

$d = 1,5 \text{ m}$ (Cimentaciones superficiales $d \leq 3\text{m}$)

Coefficiente de Rectangularidad

$K_r = 1$ (Valor impuesto)

Para el predimensionamiento partimos de que la carga axial actuante en la base debe ser menor o igual a la carga bruta de trabajo resistente por estabilidad como se expresa en la siguiente formula.

$$N^* \leq Q_{bt}^*$$

Donde:

$$\begin{aligned} N^* &= (1,05 - 1,1) N^* \\ \text{Valor asumido} &= 1,1 \end{aligned}$$

$$N^* = 24,74 \text{ KN}$$



El valor de Q_{bt}^* será igual a:

$$Q_{bt}^* = b' \cdot l' (q_{nt}^* + q^*)$$

Donde :

$$q_{nt}^* = \frac{q_{br}^* - q^*}{\gamma s} = q_o^*$$

Para el predimensionamiento, entraremos en un estado limite, por lo que tomaremos:

$$N^* = Q_{bt}^*$$

Para esta ecuación entraremos con los siguientes términos:

$$b' = b$$

$$l' = l - 2 \cdot el$$

$$Kr = \frac{l}{b} \rightarrow l = b \cdot Kr$$

Con lo que tenemos:

$$N^* = b' l' (q_o^* + q^*)$$

$$N^* = b \cdot (l - 2el) \cdot (q_o^* + q^*)$$

$$N^* = b \cdot (Kr \cdot b - 2el) \cdot (q_o^* + q^*)$$

$$N^* = (b^2 Kr - 2bel) \cdot (q_o^* + q^*)$$

$$b^2 Kr - 2bel - \frac{N^*}{q_o^* + q^*} = 0$$

Obtenemos una ecuación de 2º Grado por lo que b será igual a:

$$b = \frac{2el \pm \sqrt{(2el)^2 + 4Kr \cdot \frac{N^*}{q_o^* + q^*}}}{2 \cdot Kr}$$

Determinando cada miembro de la ecuación tenemos:

$$el = \frac{M_l^*}{N^*}$$

Donde :

$$M_l^* = M_l'^* + H^* \cdot d$$



$$M_1^* = 0,331 \text{ KN}^*\text{m}$$

$$e_l = 0,013 \text{ m}$$

Datos de estrato de cimentación (impuestos).

ESTRATO:		
$\gamma^* =$	18,10	KN/m ³
$C^* =$	0	Kpa
$\Phi^* =$	30,26	°

Se determina q^* con la siguiente expresión.

$$q^* = \gamma_l^* \cdot d$$

$$q^* = 27,14 \text{ KN/m}^2$$

Para la determinación de q_o^* (Capacidad de Carga Estimada), aplicaremos las siguientes hipótesis:

- 1.- El cimiento se coloca en la superficie
- 2.- El Terreno es horizontal
- 3.- Cimiento corrido de 1m de ancho.
- 4.- Carga vertical centrada.

$$q_o^* = \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_2^* \cdot N_\gamma + C^* N_c$$

Coefficientes de minoración:

Coefficientes de minoración para una probabilidad del 95%			
TIPO DE SUELO	$\gamma_{g\gamma}$	γ_{gc}	$\gamma_{g \tan \phi}$
Suelos Cohesivos	1,05	1,45	1,24
Suelos Friccionantes	1,05	1,40	1,20

Por lo que:

$$\gamma^* = \frac{\gamma}{\gamma_{g\gamma}} \quad C^* = \frac{C}{\gamma_{gc}} \quad \phi^* = \arctan \left(\frac{\tan \phi}{\gamma_{g \tan \phi}} \right)$$



Coefficientes de Capacidad de Carga:

$$N_{\gamma} = 1,5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi^*$$

donde :

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi^*}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi^*}$$

$$N_q = 18,9613$$

$$N_{\gamma} = 15,7208$$

Una vez obtenido todos los términos, procedemos a encontrar q_o^*

$$q_o^* = 142,24 \text{ KN/m}^2$$

Procedemos a encontrar el ancho b de la cimentación:

$$b = 0,91 \text{ m}$$

Mediante el coeficiente de rectangularidad K_r , determinamos el valor de l (largo de la cimentación)

$$l = 0,91 \text{ m}$$

Asumiendo los siguientes valores

$$b = 1,00 \text{ m}$$

$$l = 1,00 \text{ m}$$

3.1.5.1 DISEÑO ESTRUCTURAL ZAPATA Y PEDESTAL.

DIMENSIONES DEL CIMIENTO SUPERFICIAL		
Ancho del pedestal $bc=lc =$		0,25 m
Largo del cimiento $l =$		1,00 m
Ancho del cimiento $b =$		1,00 m
Vuelo del cimiento $cl =$		0,38 m



CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES			
Resistencia a compresión del hormigón	$R'_{bk} =$	24	MPa
Limite de fluencia del Acero	$R_{ak} =$	420	MPa

CÁLCULO DE LA DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES DE CONTACTO EN EL ÁREA EFECTIVA

Datos: $l' = 0,37 \text{ m}$
 $b' = 1,00 \text{ m}$
 $N^* = 4,13 \text{ KN}$

$$Pr^* = \frac{N^*}{b' \cdot l'}$$

$$Pr^* = 11,16 \text{ KN/m}^2$$

IMPOSICIÓN DEL PERALTO

$$h = 0,15 \text{ m} \quad \text{Impuesto}$$

Recubrimiento = 0,05m
 Diámetro de la varilla $\Phi = 12\text{mm}$

Cálculo de h_T :

$$h_T = h + \text{recubrimiento} + \frac{\phi}{2}$$

$$h_T = 0,21 \text{ m}$$

$$\text{Asumimos } h_T = 0,25 \text{ m}$$

Recálculo del peralto:

$$h = 0,19 \text{ m}$$

Determinamos si el cimiento es rígido o flexible:

Condiciones:

$\alpha < 45^\circ$ Cimiento Flexible

$\alpha \geq 45^\circ$ Cimiento Rígido

$$\alpha = 34^\circ$$

$\alpha < 45^\circ$ Cimiento Flexible



COMPROBACION POR CORTANTE

La comprobación la realizaremos en la sección crítica a cortante.

$$T_{act}^* \leq T b_1^*$$

Donde :

$$T_{act}^* = Pr^* \left(\frac{l - lc}{2} - h \right) \cdot b$$

$$T b_1^* = 160 \cdot \sqrt{R_b^*} \cdot b \cdot h$$

Resistencia a compresión del hormigón minorada:

$$R_b'^* = 15,00 \text{ MPa}$$

$$T b_1'^* = 120,22 \text{ KN}$$

$$T_{act}^* = 2,02 \text{ KN}$$

La sección resiste al cortante

VERIFICACIÓN POR PUNZOMAMIENTO

La comprobación la realizaremos en la sección crítica a punzonamiento.

$$\tau_{pzT} \leq R_{pz}^*$$

$\tau_{pzT} \rightarrow$ Esfuerzo cortante originados por el punzonamiento en la sección crítica .

$R_{pz}^* \rightarrow$ Resistencia del hormigón a cortante por punzonamiento .

Se tomará el menor de estos 3 valores:

$$R_{pz1}^* = 0,16 \cdot \left(1 + \frac{2}{\rho} \right) \cdot \sqrt{R_b^*}$$

$$R_{pz2}^* = 0,16 \cdot \left(1 + \frac{\alpha \cdot h}{2 \cdot bo} \right) \cdot \sqrt{R_b^*}$$

$$R_{pz3}^* = 0,34 \sqrt{R_b^*}$$

$\alpha = 40$ Columna centrada

$bo = 1,78$ Perímetro de la sección crítica

$\rho = 1$ Coeficiente de rectangularidad



$$\begin{aligned} R_{pz1}^* &= 1,86 \text{ MPa} \\ R_{pz2}^* &= 1,97 \text{ MPa} \\ R_{pz3}^* &= 1,32 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{pz}^* &= 1,32 \text{ MPa} \\ R_{pz}^* &= 1316,81 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

Determinación de los esfuerzos cortantes originados por el punzonamiento en la sección crítica

$$\tau_{pzT} = \frac{N_{pz}^*}{A_{pz}^*} + \frac{\gamma_l \cdot M_l^* \cdot x}{J_l} + \frac{\gamma_b \cdot M_b^* \cdot y}{J_b}$$

Para este caso no tenemos momentos en la dirección de b, por lo tanto el último término de la ecuación es igual a cero.

$$N_{pz}^* = N^* \left[1 - \frac{(bc + h) \cdot (lc + h)}{b \cdot l} \right]$$

$$N_{pz}^* = 3,65 \text{ KN}$$

$$A_{pz}^* = 0,20 \text{ m}^2$$

Determinamos el % de Momento que produce una distribución de presiones tangenciales.

$$\gamma_l = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{\sqrt{lc + h}}{\sqrt{bc + h}}}$$

$$\gamma_l = 0,4$$

$$x = \frac{lc + h}{2}$$

$$x = 0,22$$

$$J_l = 2 \cdot \left[\frac{(lc + h) \cdot h^3}{12} + \frac{h \cdot (lc + h)^3}{12} \right] + 2 \cdot (lc + h) \cdot h \cdot \left(lc + \frac{h}{2} \right)^2$$

$$J_l = 0,0241 \text{ m}$$



Una vez que tenemos todos los términos de la ecuación, procedemos a calcular los esfuerzos cortantes originados por el punzonamiento.

$$\tau_{pzT} = 29,99 \text{ KN/m}^2$$

Condiciones:

$\tau_{pzT} \leq R_{pz}^*$ No se produce punzonamiento

$\tau_{pzT} > R_{pz}^*$ Se produce punzonamiento

$\tau_{pzT} \leq R_{pz}^*$ No se produce punzonamiento

CÁLCULO DEL MOMENTO FLECTOR EN LA SECCIÓN CRÍTICA A FLEXIÓN

$$M^* = \frac{Pr^* \cdot \left(\frac{l-lc}{2} + 0,10 lc \right)^2 \cdot b}{2}$$

M* = 0,893 KN*m

$$M^* = 8929,73 \text{ kg*cm}$$

DISEÑO POR FLEXIÓN

$$Ru = \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot h^2}$$

Ru = 0,26 kg/cm²

Se determina la cuantía de acero ρ mediante la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f'c}{fy} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2,36 \cdot \frac{Ru}{f'c}} \right)$$

$\rho = 0,00004$

Se verifica si esta cuantía es menor a la cuantía mínima.

$$\rho_{\min} = \frac{14}{fy}$$

$\rho_{\min} = 0,0033$



La cuantía es menor que la cuantía mínima por lo tanto colocaremos la cuantía mínima:

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} \cdot b \cdot h$$

$$A_{s_{\min}} = 6,47 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se colocará:

7 Φ 12mm cada 15cm

COMPROBACION DE LA ADHERENCIA DEL REFUERZO

$$T_{act.}^* \leq 0,9 \cdot \tau_d^* \cdot n \cdot p \cdot h$$

$T_{act.}^*$ → Tensión en la sección de máximo momento
 τ_d^* → Tensión de adherencia
 n → # de barras
 p → perímetro de las barras
 h → peralte efectivo

$$T_{act.}^* = \frac{M^*}{h - \frac{a}{2}}$$

donde :

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$T_{act.}^* = 4,67 \text{ KN}$$

$$\tau_d^* = 0,43 \cdot \sqrt[3]{(R_b^*)^2}$$

$$\tau_d^* = 2615,35 \text{ KN/m}^2$$

$$0,9 \cdot \tau_d^* \cdot n \cdot p \cdot h = 51,64 \text{ KN}$$

Condiciones:

$T_{act.}^* \leq 0,9 \cdot \tau_d^* \cdot n \cdot p \cdot h$ No se produce fallo por adherencia

$T_{act.}^* > 0,9 \cdot \tau_d^* \cdot n \cdot p \cdot h$ Se produce fallo por adherencia

$T_{act.}^* \leq 0,9 \cdot \tau_d^* \cdot n \cdot p \cdot h$ No se produce fallo por adherencia



DISEÑO DE PEDESTAL

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES			
Resistencia a compresión del hormigón	$R'_{bk} =$	24	MPa
Limite de fluencia del Acero	$R_{ak} =$	420	MPa

Dimensiones

B=	0,25 m
H=	0,45 m
Recubrimiento=	0,025 m

	CARGA KN	MOMENTO KN-m	ρ DIAGRAMAS	ARMADURA (cm ²)
Max (Pu 1) = Max (Mu 1) =	5423	2456	ρ_{min} ACI 21.6.3.1	6,12
Max (Pu2)= Max (Mu2)=	3256	1823	ρ_{min} ACI 21.6.3.1	6,12
Max (Pu3)= Max (Mu3)=	1506	456	ρ_{min} ACI 21.6.3.1	6,12

$$\text{Armadura Principal} = 6\phi 12\text{mm} \quad 6.79\text{cm}^2$$

Artículo ACI-318-14

21.6.4 Refuerzo Transversal

21.6.4.4 La relación A_{sh}/s no debe ser menor a:

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0.3 \frac{bc f'c}{fy} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$bc = 0,20 \text{ m}$$

$$A_g = 0,11 \text{ m}^2$$

$$A_{ch} = 0,10 \text{ m}^2$$

$$A_{sh}/s = 0,06 \text{ cm}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0.09 \frac{bc f'c}{fy}$$

$$bc = 0,20 \text{ m}$$

$$A_g = 0,11 \text{ m}^2$$

$$A_{ch} = 0,10 \text{ m}^2$$

$$A_{sh}/s = 0,10 \text{ cm}$$



Relación máx.:

$$A_{sh}/s = 0,10 \text{ cm}$$

21.6.4.3 Separación del refuerzo transversal no debe exceder a la menor de:

a) $B/4 = 6,25 \text{ cm}$

b) 6 veces ϕ barras longitudinales. $7,2 \text{ cm}$

$$s = 6\text{cm}$$

$$A_{sh} = 0.36 \text{ cm}^2$$

Estribo $1\phi 8\text{mm}$

3.1.5.2 DISEÑO DE VIGA DE CIMENTACION

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES		
Resistencia a compresión del hormigón	$R'_{bk} =$	24 MPa
Limite de fluencia del Acero	$R_{ak} =$	420 MPa

Dimensiones:

VIGA:

$$\begin{aligned} L \text{ (m)} &= 4 \\ H \text{ (m)} &= 0,3 \\ B \text{ (m)} &= 0,2 \\ D \text{ (m)} &= 0,26 \end{aligned}$$

Artículo ACI-318-14

21.5.1.2

$L/H > 4$ **13,33** **cumple**

21.5.1.3

$B/H > 0.3$ **0,67** **cumple**

21.5.2.1

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= 14 \cdot B \cdot D / f_y && 1,73 \text{ cm}^2 \\ A_{s \text{ max}} &= 0.025 \cdot B \cdot D && 13 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$



MOMENTO NEGATIVO:

$A_s Iz = 2,20 \text{ cm}^2$ Colocar: $2\phi 14\text{mm}$

$A_s De = 2,20 \text{ cm}^2$ Colocar: $2\phi 14\text{mm}$

MOMENTO POSITIVO:

21.5.2.2

$A_s \text{ min Pos.} = A_s \text{ neg}/2 = 1,10 \text{ cm}^2$

$A_s \text{ Pos} = 0,58 \text{ cm}^2$

Colocar : $2\phi 14\text{mm}$

21.5.3. REFUERZO TRANSVERSAL

21.1.5.2 (b)

$f_u/f_y = 1.25$

$$M_p = A_s 1.25 f_y \left(D - \frac{A_s 1.25 f_y}{2(0.85 f' c B)} \right)$$

$M_{p1} =$	4941 kg- m
$M_{p2} =$	3884 kg- m
$M_{p1'} =$	3884 kg- m
$M_{p2'} =$	4941 kg- m
$Q =$	221 kg/m

21.5.4.1

$V_1 = (M_{p1} + M_{p2})/L + 0.5 L Q$	2647 kg
$V_2 = (M_{p1} + M_{p2})/L - 0.5 L Q$	1765 kg
$V_{1'} = (M_{p1'} + M_{p2'})/L - 0.5 L Q$	1765 kg
$V_{2'} = (M_{p1'} + M_{p2'})/L + 0.5 L Q$	2647 kg

21.5.3.2 Espaciamiento: No debe exceder el menor valor de:

- a) $d/4 =$ 6,5cm
- b) 8 veces ϕ barras longitudinales 9,6cm
- c) 24 veces f barra de estribo 19,2cm
- d) 300mm 30,0cm



Separación máx.: 6cm

Refuerzo Transversal Max y Min

$$\begin{aligned} V_s \max &= 2.1 f'c \wedge 0.5 B D = & 16917 \text{ kg} \\ A_v \max/s &= V_s \max/ (f_y D) = & 0,15 \text{ cm} \\ A_v \min /s &= 3.5 B / f_y = & 0,02 \text{ cm} \end{aligned}$$

21.5.4.2 Cortante en Rotula Plástica: $V_c = 0$

$$\begin{aligned} P_u &= & 6309 \text{ kg} \\ 0.05 A_g f'c &= & 7200 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$P_u < 0.05 A_g f'c \quad \text{Cumple}$$

$$\begin{aligned} A_v/s &= V_u / (0.85 f_y D) = & 0,03 \text{ cm} \\ s &= & 6 \text{ cm} \\ A_v &= & 0,17 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Estribo 1 ϕ 8mm

Cortante fuera de Rotula Plástica:

$$V_u \text{ en } 2H = 3856 \text{ kg}$$

$$V_c = 0.53 \lambda \sqrt{f'c} b_w d$$

$$V_c = 4270 \text{ kg}$$

$$A_v = \frac{S(V_u - \Phi V_c)}{\Phi f_y d}$$

$$A_v / s = 0,002 \text{ cm Necesita Acero mínimo}$$

$$A_v \min / s = 0,02 \text{ cm}$$

21.5.3.4

$$S_{\max} = D/2 = 13 \text{ cm}$$

$$A_v = 0,26 \text{ cm}^2$$

Estribo 1 ϕ 8mm

Los diseños de los miembros estructurales de la nave industrial tipo I, se muestran en los planos estructurales anexos.



3.2 DISEÑO ESTRUCTURAL NAVE INDUSTRIAL TIPO II

3.2.1 COLUMNA.

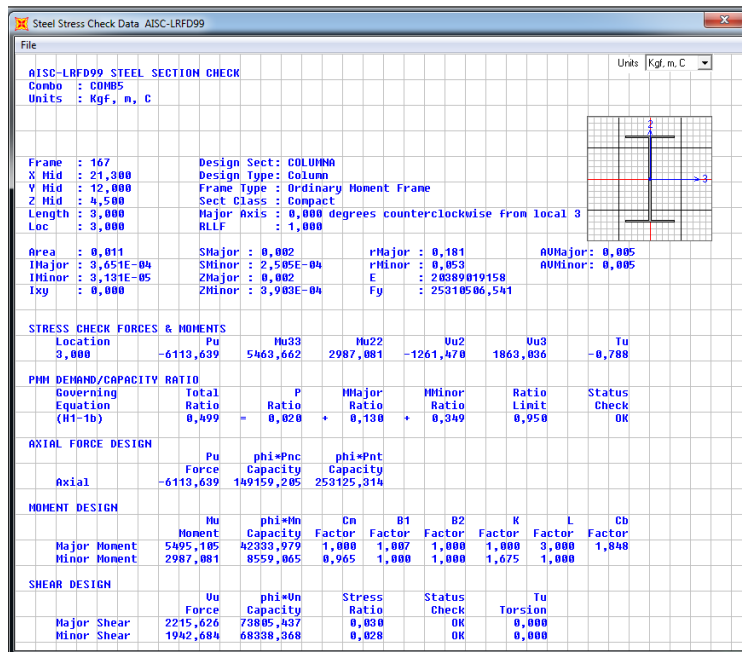


Fig 29. Comprobación Columna de Nave industrial tipo II
Fuente: SAP-2000

3.2.2 VIGA CENTRAL

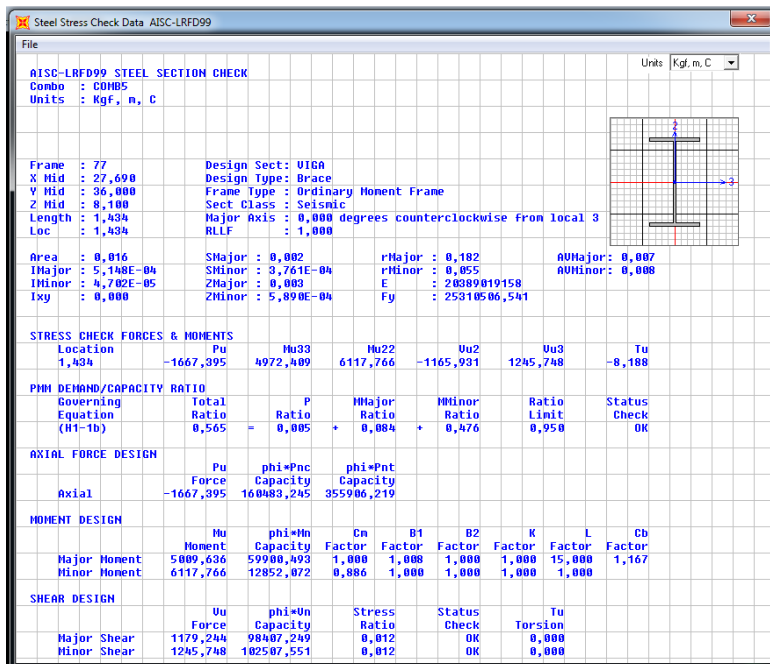


Fig 30. Comprobación Viga Central de Nave industrial tipo II
Fuente: SAP-2000



3.2.3 VIGA LATERAL.

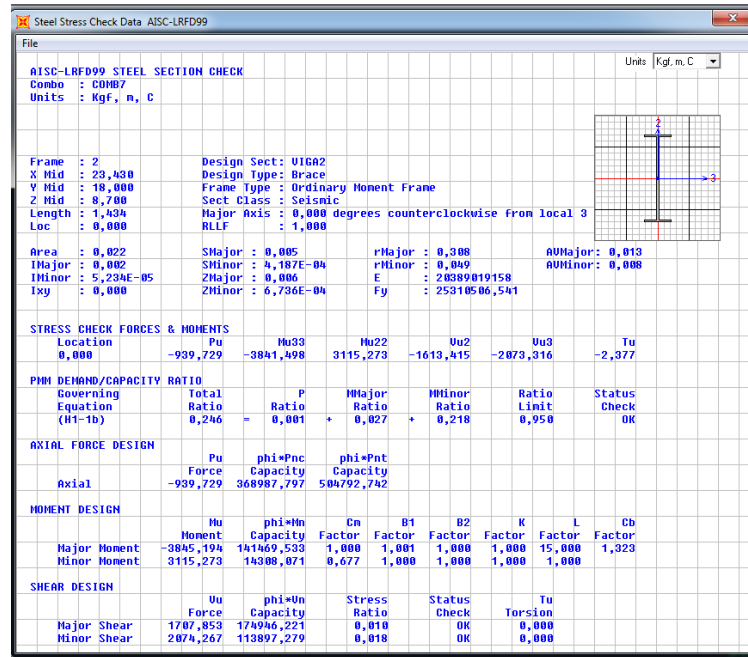


Fig 32. Comprobación Viga Lateral Nave industrial tipo II
 Fuente: SAP-2000

3.2.4 VIGA DE ARROSTRAMIENTO.

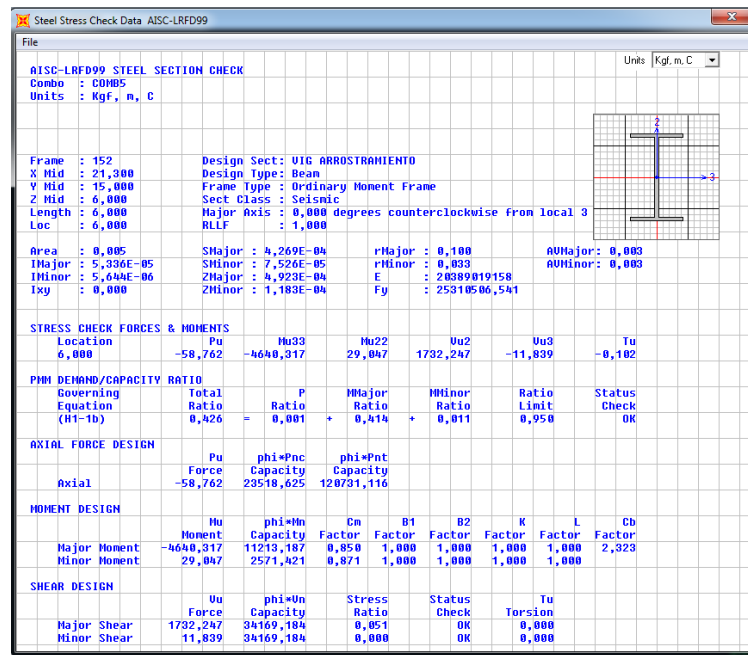


Fig 33. Comprobación Viga de Arrostramiento de Nave Industrial tipo II
 Fuente: SAP-2000



3.2.5 CORREA.

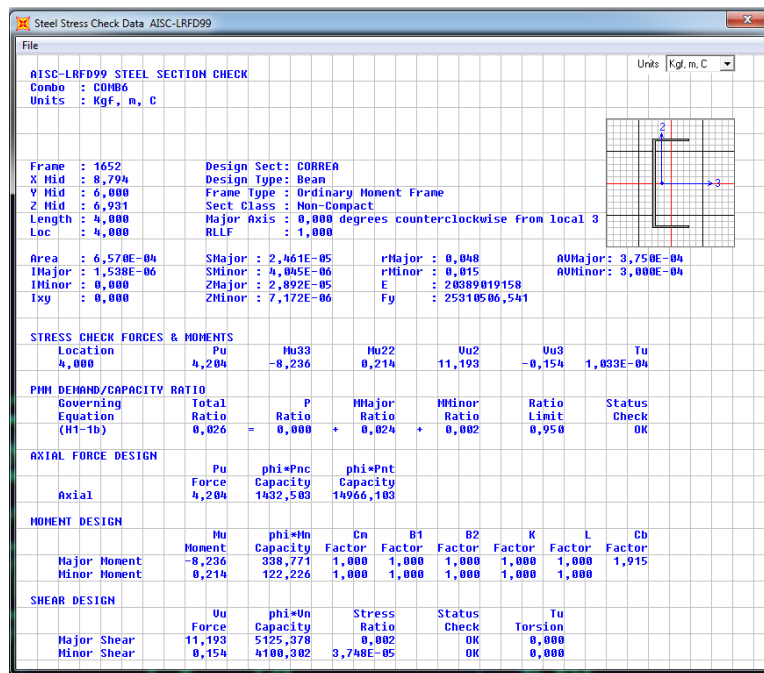


Fig 34. Comprobación Correa Nave industrial tipo II
Fuente: SAP-2000

3.2.6 CIMENTACION.

A continuación se presenta el diseño de una zapata en particular, el procedimiento para todas las zapatas de la estructura sigue un procedimiento similar.

DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA.

Para el dimensionamiento de la zapata se tienen los siguientes datos.

DATOS:

Solicitaciones (Datos obtenidos por el programa SAP2000)

$$\begin{aligned}
 N^* &= 61,62 \text{ KN} \\
 H^* &= 7,35 \text{ KN} \\
 M^* &= 20,36 \text{ KN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$



Capacidad de Carga

q_o^* (Capacidad de Carga Estimada)

Profundidad de Cimentación

$d = 1,5 \text{ m}$ (Cimentaciones superficiales $d \leq 3\text{m}$)

Coefficiente de Rectangularidad

$Kr = 1,4$ (Valor impuesto)

Para el predimensionamiento partimos de que la carga axial actuante en la base debe ser menor o igual a la carga bruta de trabajo resistente por estabilidad como se expresa en la siguiente formula.

$$N^* \leq Q_{bt}^*$$

Donde:

$$N^* = (1,05 - 1,1) N^*$$

Valor asumido = 1,1

$$N^* = 67,78 \text{ KN}$$

El valor de Q_{bt}^* será igual a:

$$Q_{bt}^* = b' \cdot l' (q_{nt}^* + q^*)$$

Donde :

$$q_{nt}^* = \frac{q_{br}^* - q^*}{\gamma s} = q_o^*$$

Para el predimensionamiento, entraremos en un estado limite, por lo que tomaremos:

$$N^* = Q_{bt}^*$$

Para esta ecuación entraremos con los siguientes términos:

$$b' = b$$

$$l' = l - 2 \cdot el$$

$$Kr = \frac{l}{b} \rightarrow l = b \cdot Kr$$



Con lo que tenemos:

$$\begin{aligned}
 N^* &= b \cdot l \cdot (q_o^* + q^*) \\
 N^* &= b \cdot (l - 2el) \cdot (q_o^* + q^*) \\
 N^* &= b \cdot (Kr \cdot b - 2el) \cdot (q_o^* + q^*) \\
 N^* &= (b^2 Kr - 2bel) \cdot (q_o^* + q^*) \\
 b^2 Kr - 2bel - \frac{N^*}{q_o^* + q^*} &= 0
 \end{aligned}$$

Obtenemos una ecuación de 2º Grado por lo que b será igual a:

$$b = \frac{2el \pm \sqrt{(2el)^2 + 4Kr \cdot \frac{N^*}{q_o^* + q^*}}}{2 \cdot Kr}$$

Determinando cada miembro de la ecuación tenemos:

$$\begin{aligned}
 el &= \frac{M_l^*}{N^*} \\
 \text{Donde :} \\
 M_l^* &= M_l'^* + H'^* \cdot d
 \end{aligned}$$

$$\mathbf{M_l^* = 31,385 \text{ KN*m}}$$

$$\mathbf{el = 0,46 \text{ m}}$$

Datos de estrato de cimentación (impuestos).

ESTRATO:		
$\gamma^* =$	18,10	KN/m ³
$C^* =$	0	Kpa
$\Phi^* =$	30,26	º

Se determina q* con la siguiente expresión.

$$q^* = \gamma_l^* \cdot d$$

$$\mathbf{q^* = 27,14 \text{ KN/m}^2}$$



Para la determinación de q_o^* (Capacidad de Carga Estimada), aplicaremos las siguientes hipótesis:

- 1.- El cimiento se coloca en la superficie
- 2.- El Terreno es horizontal
- 3.- Cimiento corrido de 1m de ancho.
- 4.- Carga vertical centrada.

$$q_o^* = \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_2^* \cdot N_\gamma + C^* N_c$$

Coefficientes de minoración:

Coeficientes de minoración para una probabilidad del 95%			
TIPO DE SUELO	$\gamma_{g\gamma}$	γ_{gc}	$\gamma_{g \tan \phi}$
Suelos Cohesivos	1,05	1,45	1,24
Suelos Friccionantes	1,05	1,40	1,20

Por lo que:

$$\gamma^* = \frac{\gamma}{\gamma_{g\gamma}} \quad C^* = \frac{C}{\gamma_{gc}} \quad \phi^* = \arctan \left(\frac{\tan \phi}{\gamma_{g \tan \phi}} \right)$$

Coefficientes de Capacidad de Carga:

$$N_\gamma = 1,5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi^*$$

donde :

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi^*}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi^*}$$

$$N_q = 18,9613$$

$$N_\gamma = 15,7208$$

Una vez obtenido todos los términos, procedemos a encontrar q_o^*

$$q_o^* = 142,24 \text{ KN/m}^2$$

Procedemos a encontrar el ancho b de la cimentación:

$$b = 0,96 \text{ m}$$



Mediante el coeficiente de rectangularidad K_r , determinamos el valor de l (largo de la cimentación)

$$l = 1,34 \text{ m}$$

Asumiendo los siguientes valores

$$b = 1,00 \text{ m}$$

$$l = 1,40 \text{ m}$$

3.2.6.1 DISEÑO ESTRUCTURAL ZAPATA Y PEDESTAL.

DIMENSIONES DEL CIMIENTO SUPERFICIAL	
Ancho del pedestal $bc=lc =$	0,35 m
Largo del cimiento $l =$	1,40 m
Ancho del cimiento $b =$	1,00 m
Vuelo del cimiento $cl =$	0,53 m

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES	
Resistencia a compresión del hormigón $R'_{bk} =$	24 MPa
Limite de fluencia del Acero $R_{ak} =$	420 MPa

CÁLCULO DE LA DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES DE CONTACTO EN EL ÁREA EFECTIVA

Datos:

$$l' = 1,25 \text{ m}$$

$$b' = 1,00 \text{ m}$$

$$N'^* = 4,13 \text{ KN}$$

$$Pr^* = \frac{N'^*}{b' \cdot l'}$$

$$Pr^* = 3,30 \text{ KN/m}^2$$

IMPOSICIÓN DEL PERALTO

$$h = 0,20 \text{ m} \quad \text{Impuesto}$$

Recubrimiento = 0,05m
 Diámetro de la varilla $\Phi = 12\text{mm}$



Cálculo de ht:

$$h_T = h + \text{recubrimiento} + \frac{\phi}{2}$$

$$h_T = 0,26 \text{ m}$$

$$\text{Asumimos } h_T = 0,30 \text{ m}$$

Recálculo del peralte:

$$h = 0,24 \text{ m}$$

Determinamos si el cimiento es rígido o flexible:

Condiciones:

$\alpha < 45^\circ$ Cimiento Flexible

$\alpha \geq 45^\circ$ Cimiento Rígido

$$\alpha = 30^\circ$$

$\alpha < 45^\circ$ Cimiento Flexible

COMPROBACION POR CORTANTE

La comprobación la realizaremos en la sección crítica a cortante.

$$T_{act}^* \leq T_{b_1}^*$$

Donde :

$$T_{act}^* = Pr^* \left(\frac{l - l_c}{2} - h \right) \cdot b$$

$$T_{b_1}^* = 160 \cdot \sqrt{R_b^*} \cdot b \cdot h$$

Resistencia a compresión del hormigón minorada:

$$R_b'^* = 15,00 \text{ MPa}$$

$$T_{b_1}^* = 151,20 \text{ KN}$$

$$T_{act}^* = 0,93 \text{ KN}$$

La sección resiste al cortante



VERIFICACIÓN POR PUNZOMAMIENTO

La comprobación la realizaremos en la sección crítica a punzonamiento.

$$\tau_{pzT} \leq R_{pz}^*$$

τ_{pzT} → Esfuerzo cortante originados por el punzonamiento en la sección crítica .

R_{pz}^* → Resistencia del hormigón a cortante por punzonamiento .

Se tomará el menor de estos 3 valores:

$$R_{pz1}^* = 0,16 \cdot \left(1 + \frac{2}{\rho} \right) \cdot \sqrt{R_b^*}$$

$$R_{pz2}^* = 0,16 \cdot \left(1 + \frac{\alpha \cdot h}{2 \cdot bo} \right) \cdot \sqrt{R_b^*}$$

$$R_{pz3}^* = 0,34 \sqrt{R_b^*}$$

$\alpha = 40$ Columna centrada

$bo = 2,38$ Perímetro de la sección crítica

$\rho = 1$ Coeficiente de rectangularidad

$$R_{pz1}^* = 1,86 \text{ MPa}$$

$$R_{pz2}^* = 1,89 \text{ MPa}$$

$$R_{pz3}^* = 1,32 \text{ MPa}$$

$$R_{pz}^* = 1,32 \text{ MPa}$$

$$R_{pz}^* = 1316,81 \text{ KN/m}^2$$

Determinación de los esfuerzos cortantes originados por el punzonamiento en la sección crítica

$$\tau_{pzT} = \frac{N_{pz}^*}{A_{pz}^*} + \frac{\gamma_l \cdot M_l^* \cdot x}{J_l} + \frac{\gamma_b \cdot M_b^* \cdot y}{J_b}$$

Para este caso no tenemos momentos en la dirección de b, por lo tanto el último término de la ecuación es igual a cero.

$$N_{pz}^* = N^* \left[1 - \frac{(bc + h) \cdot (lc + h)}{b \cdot l} \right]$$



$$N_{pz}^* = 3,40 \text{ KN}$$

$$A_{pz}^* = 0,35 \text{ m}^2$$

Determinamos el % de Momento que produce una distribución de presiones tangenciales.

$$\gamma_l = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{lc + h}{bc + h}}}$$

$$\gamma_l = 0,4$$

$$x = \frac{lc + h}{2}$$

$$x = 0,30$$

$$J_l = 2 \cdot \left[\frac{(lc + h) \cdot h^3}{12} + \frac{h \cdot (lc + h)^3}{12} \right] + 2 \cdot (lc + h) \cdot h \cdot \left(lc + \frac{h}{2} \right)^2$$

$$J_l = 0,0745 \text{ m}^4$$

Una vez que tenemos todos los términos de la ecuación, procedemos a calcular los esfuerzos cortantes originados por el punzonamiento.

$$\tau_{pzT} = 14,60 \text{ KN/m}^2$$

Condiciones:

$\tau_{pzT} \leq R_{pz}^*$ No se produce punzonamiento

$\tau_{pzT} > R_{pz}^*$ Se produce punzonamiento

$\tau_{pzT} \leq R_{pz}^*$ No se produce punzonamiento

CÁLCULO DEL MOMENTO FLECTOR EN LA SECCIÓN CRÍTICA A FLEXIÓN

$$M^* = \frac{Pr^* \cdot \left(\frac{l - lc}{2} + 0,10 lc \right)^2 \cdot b}{2}$$



$$M^* = 0,518 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M^* = 5281,01 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

DISEÑO POR FLEXIÓN

$$R_u = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot h^2}$$

$$R_u = 0,10 \text{ kg/cm}^2$$

Se determina la cuantía de acero ρ mediante la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f'c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2,36 \cdot \frac{R_u}{f'c}} \right)$$

$$\rho = 0,00002$$

Se verifica si esta cuantía es menor a la cuantía mínima.

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y}$$

$$\rho_{\min} = 0,0033$$

La cuantía es menor que la cuantía mínima por lo tanto colocaremos la cuantía mínima:

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} \cdot b \cdot h$$

$$A_{s_{\min}} = 8,13 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se colocará:

9 Φ 14mm cada 15cm



COMPROBACION DE LA ADHERENCIA DEL REFUERZO

$$T_{act.}^* \leq 0,9 \cdot \tau_d^* \cdot n \cdot p \cdot h$$

$T_{act.}^*$ → Tensión en la sección de máximo momento

τ_d^* → Tensión de adherencia

n → # de barras

p → perímetro de las barras

h → peralte efectivo

$$T_{act.}^* = \frac{M^*}{h - \frac{a}{2}}$$

donde :

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot f'c \cdot b}$$

$$T_{act.}^* = 2,20 \text{ KN}$$

$$\tau_d^* = 0,43 \cdot \sqrt[3]{(R_b^*)^2}$$

$$\tau_d^* = 2615,35 \text{ KN/m}^2$$

$$0,9 \cdot \tau_d^* \cdot n \cdot p \cdot h = 64,96 \text{ KN}$$

Condiciones:

$T_{act.}^* \leq 0,9 \cdot \tau_d^* \cdot n \cdot p \cdot h$ No se produce fallo por adherencia

$T_{act.}^* > 0,9 \cdot \tau_d^* \cdot n \cdot p \cdot h$ Se produce fallo por adherencia

$T_{act.}^* \leq 0,9 \cdot \tau_d^* \cdot n \cdot p \cdot h$ No se produce fallo por adherencia

DISEÑO DE PEDESTAL

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES		
Resistencia a compresión del hormigón	$R'_{bk} =$	24 MPa
Limite de fluencia del Acero	$R_{ak} =$	420 MPa



Dimensiones

B= 0,35 m
 H= 0,60 m
 Recubrimiento= 0,03 m

	CARGA KN	MOMENTO KN-m	ρ DIAGRAMAS	ARMADURA (cm ²)
Max (Pu 1) = Max (Mu 1) =	10325	2456	ρmin ACI 21.6.3.1	12,09
Max (Pu2)= Max (Mu2)=	8456	1823	ρmin ACI 21.6.3.1	12,09
Max (Pu3)= Max (Mu3)=	4563	456	ρmin ACI 21.6.3.1	12,09

Armadura Principal = 8φ14mm 12.32cm²

Artículo ACI-318-14

21.6.4 Refuerzo Transversal

21.6.4.4 La relación A_{sh}/s no debe ser menor a:

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0.3 \frac{bc f'c}{fy} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

bc= 0,20 m
 A_g= 0,21 m²
 A_{ch}= 0,19 m²

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,04 \text{ cm}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0.09 \frac{bc f'c}{fy}$$

bc= 0,20 m
 A_g= 0,21 m²
 A_{ch}= 0,19 m²

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,10 \text{ cm}$$

Relación máx.:

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,10 \text{ cm}$$



21.6.4.3 Separación del refuerzo transversal no debe exceder a la menor de:

- a) $B/4 = 8,75 \text{ cm}$
- b) 6 veces ϕ barras longitudinales. $7,2 \text{ cm}$

$$s = 7\text{cm}$$

$$A_{sh} = 0.30 \text{ cm}^2$$

Estribo $1\phi 8\text{mm}$

3.1.5.2 DISEÑO DE VIGA DE CIMENTACION

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES		
Resistencia a compresión del hormigón	$R'_{bk} =$	24 MPa
Limite de fluencia del Acero	$R_{ak} =$	420 MPa

Dimensiones:

VIGA:

- L (m)= 6
- H (m)= 0,3
- B (m)= 0,2
- D (m)= 0,26

Artículo ACI-318-14

21.5.1.2 $L/H > 4$ **20,00** **cumple**

21.5.1.3 $B/H > 0.3$ **0,67** **cumple**

21.5.2.1

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= 14 \cdot B \cdot D / f_y && 1,73 \text{ cm}^2 \\ A_{s \text{ max}} &= 0.025 \cdot B \cdot D && 13 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

MOMENTO NEGATIVO:

$A_s \text{ Iz} = 2,20 \text{ cm}^2$ Colocar: $2\phi 14\text{mm}$

$A_s \text{ De} = 2,20 \text{ cm}^2$ Colocar: $2\phi 14\text{mm}$



MOMENTO POSITIVO:

21.5.2.2

$$As_{min\ Pos.} = As_{neg}/2 = 1,10\ cm^2$$

$$As_{Pos} = 0,58\ cm^2$$

Colocar : $2\phi 14mm$

21.5.3. REFUERZO TRANSVERSAL

21.1.5.2 (b)

$$f_u/f_y = 1.25$$

$$M_p = A_s 1.25 f_y \left(D - \frac{A_s 1.25 f_y}{2(0.85 f' c B)} \right)$$

$$M_{p1} = 4961\ kg\cdot m$$

$$M_{p2} = 3884\ kg\cdot m$$

$$M_{p1'} = 3884\ kg\cdot m$$

$$M_{p2'} = 4941\ kg\cdot m$$

$$Q = 345\ kg/m$$

21.5.4.1

$$V_1 = (M_{p1} + M_{p2})/L + 0.5 L Q = 2506\ kg$$

$$V_2 = (M_{p1} + M_{p2})/L - 0.5 L Q = 436\ kg$$

$$V_{1'} = (M_{p1'} + M_{p2'})/L - 0.5 L Q = 436\ kg$$

$$V_{2'} = (M_{p1'} + M_{p2'})/L + 0.5 L Q = 2506\ kg$$

21.5.3.2 Espaciamiento: No debe exceder el menor valor de:

- a) $d/4 = 6,5cm$
- b) 8 veces ϕ barras longitudinales $9,6cm$
- c) 24 veces f barra de estribo $19,2cm$
- d) 300mm $30,0cm$

Separación máx.: $6cm$



Refuerzo Transversal Max y Min

$$\begin{aligned} V_s \max &= 2.1 f'c ^{0.5} B D = & 16917 \text{ kg} \\ A_v \max/s &= V_s \max/ (f_y D) = & 0,15 \text{ cm} \\ A_v \min /s &= 3.5 B / f_y = & 0,02 \text{ cm} \end{aligned}$$

21.5.4.2 Cortante en Rotula Plástica: $V_c = 0$

$$\begin{aligned} P_u &= & 6259 \text{ kg} \\ 0.05 A_g f'c &= & 7200 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$P_u < 0.05 A_g f'c \quad \text{Cumple}$$

$$\begin{aligned} A_v/s &= V_u/(0.85 f_y D) = & 0,03 \text{ cm} \\ s &= & 6 \text{ cm} \\ A_v &= & 0,16 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Estribo 1 ϕ 8mm

Cortante fuera de Rotula Plástica:

$$V_u \text{ en } 2H = 3956 \text{ kg}$$

$$V_c = 0.53 \lambda \sqrt{f'c} b_w d$$

$$V_c = 4270 \text{ kg}$$

$$A_v = \frac{S(V_u - \Phi V_c)}{\Phi f_y d}$$

$$A_v /s = 0,004 \text{ cm Necesita Acero mínimo}$$

$$A_v \min / s = 0,02 \text{ cm}$$

21.5.3.4

$$S_{\max} = D/2 = 13 \text{ cm}$$

$$A_v = 0,26 \text{ cm}^2$$

Estribo 1 ϕ 8mm

Los diseños de los miembros estructurales de la nave industrial tipo II, se muestran en los planos estructurales anexos.



CAPÍTULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 CONCLUSIONES.

- Se tipificó dos modelos no tradicionales de naves industriales, lo cual permitió realizar el diseño de las mismas, consiguiendo con ello tener un proceso de diseño para este tipo de modelos que no son muy comunes en nuestro medio.
- Se definieron las cargas y las combinaciones según NEC y AISC de los dos tipos de naves industriales, tomando en cuenta cargas sísmicas y sus combinaciones, mediante un espectro de respuesta elástico de aceleraciones, que depende de la ubicación de la estructura, el tipo de suelo y su forma tanto en elevación como en planta.
- Se modelaron los dos tipos de naves industriales para su posterior diseño tomando en cuenta los materiales de la estructura, las secciones de los miembros estructurales, la ubicación de cargas en la estructura, sus tipos de apoyo, para poder analizar su comportamiento estructural ante las solicitaciones que se dan en la misma.
- Se diseñaron los miembros estructurales según la norma ACI para miembros en hormigón armado y AISC para miembros metálicos, con esto se obtuvo los planos definitivos de las dos estructuras.



4.2 RECOMENDACIONES.

- Se recomienda siempre realizar un análisis estructural tomando en cuenta cargas sísmicas ya que el Ecuador se encuentra en una zona altamente sísmica, con ello se conseguirá un diseño de miembros estructurales que se comporten de una mejor manera ante este tipo de evento de la naturaleza.
- Las estructuras con secciones de alma llena, se recomienda que sean implantadas en regiones costaneras, donde los factores de la naturaleza como la salinidad del ambiente corroen las estructuras metálicas, por lo que este sistema estructural se vuelve muy fácil de darle mantenimiento y se pueden detectar con facilidad inicios de corrosión en la misma. Mientras que las estructuras de cerchas metálicas son más recomendables ubicarlas en zonas en donde el efecto de la corrosión se da en menor grado, ya que en este tipo de estructuras el mantenimiento y la detección de inicios de corrosión se dificultan un poco.
- Se recomienda realizar el estudio de otras tipologías de modelos de naves industriales en acero que permitan tener una mayor gama de soluciones a emplear.



BIBLIOGRAFÍA

- Bertero, B. (1999). *La redundancia estructural y su impacto*. Barcelona.
- Castro, P. H. (s.f.). *es.scribd.com*. Recuperado el 15 de Octubre de 2016, de <https://es.scribd.com/doc/89693272/Acero-ASTM-A36>
- Di Sarno, & Elnashai. (2003). *Fundamentals of Earthquake Engineering*. Genova.
- Díaz, B. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios*. Barcelona.
- Duhamel. (2002). *Vibraciones aleatorias en sistemas con un grado de libertad*. Alemania.
- García, L. (2009). *Dinámica estructural aplicada al diseño sísmoresistente*. México.
- Jiménez Montoya, P., García Meseguer, A., & Morán Cabre, F. (1976). *Hormigón Armado*. Barcelona.
- NEC. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción - NEC*. Quito.
- Nilson, A. H. (1999). *Diseño de estructuras de concreto*. Colombia: Mc Graw Hill.
- Quiroz Torres, L. (2010). *Análisis y Diseño de estructuras con Sap 2000*. Lima: Macro.
- Wakabayashi, M., & Martínez, E. R. (1988). *Diseño de Estructuras Sísmorresistentes*. México.