

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**



**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE SISTEMAS  
ESTRUCTURALES DE PÓRTICOS PARA GALPONES DE  
GRANDES LUCES APLICANDO NORMA AISC-341**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO  
CIVIL**

**ASESOR: MsCs. Ing° Tito Chilón Camacho**

**BACHILLER: Rodrigo Miguel Mamani Aliaga**

**Cajamarca, Perú**

**-2013-**



## DEDICATORIA

### **A MI MADRE**

*AIDE ALIAGA CHACÓN, eje fundamental de mi vida, de quien aprendí el esfuerzo para lograr mis metas, me dio educación, comprensión, apoyo, y sabios consejos a lo largo de toda mi vida y carrera profesional.*

### **A MI PADRE**

*TEÓFILO MAMANI CAHUATA, quien supo comprenderme y apoyarme, y estar conmigo en las buenas y malas, quien enrumbo mi camino por el sendero del bien.*

### **A MIS HERMANOS**

*CARLOS, EZIO, Quienes me acompañan en todo momento con sus consejos y apoyo incondicional.*



## **AGRADECIMIENTOS**

### **A LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**

*Que a través de sus docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, logre los conocimientos necesarios para brindar un servicio profesional a la comunidad cajamarquina y peruana.*

### **A MI ASESOR**

***MsSc. Ing. Tito Chilón Camacho.***

*Por su paciencia y sabios consejos, y perseverancia, enrumbó la realización de esta tesis.*

### **AL INGENIERO SILER MEZA**

*Quien con su amplio conocimiento en el tema, supo dar aportes significativos a la realización de este trabajo.*



## ÍNDICE

Contenido	Página
Dedicatoria .....	ii
Agradecimientos.....	iii
Índice.....	iv
Índice de Tablas .....	vii
Índice de Figuras .....	viii
Resumen .....	xii
Abstract .....	xiii
<b>FUNDAMENTOS DE LA TESIS</b>	
Introducción.....	1
Problema de la investigación.....	2
Planteamiento del Problema .....	2
Formulación del Problema.....	3
Justificación de la investigación .....	3
Alcances y Limitaciones .....	4
Objetivos .....	5
Hipótesis y Variables .....	5
Diseño Metodológico .....	6
Tipo de Investigación .....	6
Descripción del diseño .....	7
Población .....	7
Muestra.....	7
Análisis de Datos .....	8



<b>CÁPITULO I. MARCO TEÓRICO</b> .....	9
Antecedentes .....	9
Bases Teóricas.....	10
Tipos de Perfiles Estructurales .....	10
Tipos de Estructuras de Acero .....	12
Las especificaciones AISC como Reglamento de Diseño .....	13
Tipos de Naves Industriales .....	15
Especificaciones y Consideraciones para estructuras Metálicas .....	19
Cargas de Diseño .....	29
Carga Muerta.....	29
Carga Viva .....	30
Carga de Nieve.....	31
Carga de Viento.....	32
Cargas Sísmicas.....	33
Combinaciones de Carga .....	34
Consideraciones de diseño .....	35
Materiales .....	42
<b>CÁPITULO II. MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA</b> .....	43
Análisis de pórticos.....	44
Materiales .....	44
Normas y documentos de Referencia .....	44
Herramientas de cómputo .....	45
Estados de Carga .....	45
Combinaciones de Carga.....	55



Límites Permisibles .....	56
Factores de Reducción .....	57
Análisis de Pórtico con Nudos Rígidos .....	57
Introducción de Datos al Programa .....	59
Análisis Estructural.....	64
Análisis de Miembros Estructurales.....	65
Análisis de Ratios.....	72
Análisis de Pórtico Reticulado .....	73
Cargas Sometidas en el Modelo .....	75
Fuerzas Internas .....	77
Análisis de Ratios.....	78
<b>CAPÍTULO III. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS.....</b>	<b>79</b>
Presentación de Resultados Pórtico con Nudos Rígidos .....	79
Desplazamientos.....	81
Fuerzas Internas y Esfuerzos.....	83
Presentación de Resultados Pórtico Reticulado .....	94
Desplazamientos.....	97
Fuerzas Internas y Esfuerzos.....	99
Análisis de Resultados .....	112
Desplazamientos por Sismo.....	112
Deflexiones por Cargas de Servicio .....	113
Relación Luz y peso de la estructura.....	115
<b>CAPÍTULO IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>116</b>
Conclusiones.....	116



Recomendaciones.....	119
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS .....</b>	<b>120</b>
<b>ANEXOS .....</b>	<b>121</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

<u>Contenido</u>	<u>Página</u>
Tabla 01: Propiedades del Acero.....	21
Tabla 02: Deflexiones en Monoriel .....	35
Tabla 03: Pefiles W Comerciales.....	42
Tabla 04: Reacciones Globales .....	54
Tabla 05: Límites para Deflexiones .....	57
Tabla 06: Reacciones Globales Pórtico Rígido.....	79
Tabla 07: Desplazamiento por Sismo x Pórtico Rígido .....	81
Tabla 08: Desplazamiento por Viento x Pórtico Rígido .....	81
Tabla 09: Desplazamiento por Carga de Nieve Pórtico Rígido .....	82
Tabla 10: Desplazamiento por Sobrecarga Lr Pórtico Rígido .....	82
Tabla 11: Desplazamientos por Carga Muerta Pórtico Rígido .....	82
Tabla 12: Fuerzas Internas Pórtico Rígido.....	94
Tabla 13: Reacciones Globales Pórtico Reticulado .....	94
Tabla 14: Desplazamiento por Sismo x Pórtico Reticulado.....	97
Tabla 15: Desplazamiento por Viento x Pórtico Reticulado.....	97
Tabla 16: Desplazamiento por Carga de Nieve Pórtico Reticulado.....	97
Tabla 17: Desplazamiento por Sobrecarga Lr Pórtico Reticulado .....	98
Tabla 18: Desplazamientos por Carga Muerta Pórtico Reticulado .....	98



Tabla 19: Fuerzas internas Pórtico Reticulado .....	107
Tabla 20: Desplazamientos Pórtico de 12 metros.....	114
Tabla 21: Desplazamientos Pórticos diferentes luces.....	114

## ÍNDICE DE FIGURAS

<u>Contenido</u>	<u>Página</u>
Figura 01: Perfiles laminados en caliente y perfiles plegados.....	11
Figura 02: Tipos de Estructuras de Acero.....	12
Figura 03: Pórticos de nudos Rígidos .....	16
Figura 04: Tipos de Estructuras reticuladas.....	18
Figura 05: Sistema de pórticos reticulados .....	18
Figura 06: Tolerancias de Fabricación en acero .....	27
Figura 07: Tolerancias de Fabricación en acero 2 .....	27
Figura 08: Acción del viento sobre una construcción.....	33
Figura 09: Fenómeno de Pandeo .....	37
Figura 10: Pórtico Reticulado .....	43
Figura 11: Pórtico Rígido.....	43
Figura 12: Esquema Cargas.....	46
Figura 13: Vista en Elevación eje X caso 1.....	48
Figura 14: Vista en Elevación eje Y caso 1.....	48
Figura 15: Vista en Elevación eje X caso 2.....	49
Figura 16: Vista en Elevación eje Y caso 2.....	49
Figura 17: Vista en Elevación eje Y presiones caso1 .....	50
Figura 18: Vista en Elevación eje X presiones caso1 .....	50



Figura 19: Sismo en la dirección del eje X.....	52
Figura 20: Sismo en la dirección del eje Y.....	53
Figura 21: Vista 3D Modelo Pórtico rígido .....	58
Figura 22: Pórtico rígido Típico .....	58
Figura 23: Carga Muerta (D) en pórtico rígido .....	61
Figura 24: Sobrecarga en el Techo (Lr) en pórtico rígido.....	61
Figura 25: Carga de Nieve Balanceada (Sb) en pórtico rígido .....	62
Figura 26: Carga de Viento en el eje x (Wx1) en pórtico rígido.....	62
Figura 27: Carga de Nieve Desbalanceada (Sd) en pórtico rígido .....	63
Figura 28: Carga de Viento en el eje x (Wx2) en pórtico rígido.....	63
Figura 29: Desplazamiento por sismo en X en pórtico rígido .....	64
Figura 30: Deflexión de viga debida a Cargas de Servicio.....	65
Figura 31: Columna con mayor momento flector .....	65
Figura 32: Diagrama de Momentos Flectores debidos a Comb. C23.....	66
Figura 33: Diagrama de momentos flectores (valores) .....	66
Figura 34: Diagrama de Momentos Flectores debidos a Comb. C11.....	71
Figura 35: Ratios Demanda Capacidad, pórtico rígido.....	72
Figura 36: Vista 3D Modelo pórtico reticulado .....	73
Figura 37: Pórtico reticulado Típico .....	74
Figura 38: Pórtico Típico Elementos frame.....	74
Figura 39: Carga Muerta (D) en pórtico reticulado .....	75
Figura 40: Sobrecarga en el Techo (Lr) en pórtico reticulado .....	75
Figura 41: Viento en la dirección X modo 1(Wx1).....	76
Figura 42: Viento en la dirección X modo 2 (Wx2).....	76



Figura 43: Carga de Nieve Desbalanceada (Sd) .....	77
Figura 44: Fuerzas internas Tracción y Compresión.....	78
Figura 45: Relación demanda Capacidad (Ratios de Resistencia) .....	78
Figura 46: Fuerza Axial en el pórtico rígido.....	79
Figura 47: Momento Flector en el pórtico rígido.....	80
Figura 48: Fuerza Cortante en el pórtico rígido.....	80
Figura 49: Ratios Demanda Capacidad Pórtico Rígido .....	81
Figura 50: Fuerza Axial en Pórtico Reticulado .....	95
Figura 51: Momento Flector en ángulos extremos de Pórtico Reticulado .....	95
Figura 52: Fuerza Cortante en Pórtico Reticulado .....	96
Figura 53: Ratios Demanda Capacidad Pórtico Reticulado .....	96
Figura 54: Pórticos Reticulados a modelar geometría .....	107
Figura 55: Pórticos Rígidos a modelar geometría.....	108
Figura 56: Pórtico Rígido de 20 m. de luz.....	108
Figura 57: Pórtico Rígido de 30 m. de luz.....	109
Figura 58: Pórtico Rígido de 40 m. de luz.....	109
Figura 59: Pórtico Rígido de 50 m. de luz.....	109
Figura 60: Pórtico Rígido de 60 m. de luz.....	110
Figura 61: Pórtico Reticulado de 20 m. de luz .....	110
Figura 62: Pórtico Reticulado de 30 m. de luz .....	110
Figura 63: Pórtico Reticulado de 40 m. de luz .....	111
Figura 64: Pórtico Reticulado de 50 m. de luz .....	111
Figura 65: Pórtico Reticulado de 60 m. de luz .....	111
Figura 66: Desplazamiento por sismo en x, luz 12 metros port. Rígido.....	112



---

Figura 67: Desplazamiento por sismo en x, 12 metros port. Rígido .....	112
Figura 68: Deflexiones por cargas de servicio (cm) pórtico rígido.....	113
Figura 69: Deflexiones por cargas de servicio (cm) pórtico reticulado .....	113
Figura 70: Gráfica Luz vs Peso.....	115



## RESUMEN

El presente trabajo desarrolla el análisis de sistemas estructurales de pórticos para galpones, utilizando pórticos con nudos rígidos y pórticos a base de reticulados.

En la presente investigación se compara dos tipos de pórticos:

**Pórtico con Nudos Rígidos:** Pórtico metálico, de perfiles de alma llena, específicamente perfiles tipo W, ASTM A36, la selección del perfil se hizo de acuerdo a los requerimientos de resistencia y lineamientos de la norma AISC 341, usando el método LRFD, las deflexiones y desplazamientos laterales debidas al sismo serán comparados de acuerdo a la Norma E-030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

**Pórtico Reticulado:** Pórtico metálico, que consta de armaduras con miembros que trabajan a compresión y tracción, los cuales fueron perfiles laminados en caliente, se usaron L y 2L, el material es acero ASTM A36, la selección de los perfiles L se hizo de acuerdo a los requerimientos de resistencia y lineamientos como control de esbelteces de la Norma AISC 341, usando el método LRFD, para miembros que trabajan en compresión y tracción, así como también los desplazamientos como un todo del pórtico en dos direcciones fueron comparados con la Norma E-030.

La comparación entre ambos sistemas fue en condiciones de resistencia y ratios que fueron determinados mediante el programa sap 2000, se obtuvo como resultados menores desplazamientos deflexiones y deformaciones en el sistema de pórticos reticulados, quedando este como el óptimo estructuralmente, para las condiciones de carga y luz establecidas.

**Palabras Clave:** Comparación, estabilidad estructural, Resistencia, pórticos.



## ABSTRACT

This paper develops the analysis of structural systems for sheds porches, using frames and frames with rigid joints based on crosslinked.

In the present study compared two types of frames:

Porch with Hard Knots: Porch metal, soul full profiles, profiles specifically type W, ASTM A36, profile selection was made according to the requirements of strength and guidance of AISC 341, using the LRFD method, the deflections and lateral displacement due to the earthquake will be compared according to the Standard E-030 National Building Regulations.

Lattice Porch: Porch metallic armor consisting of members who work in compression and traction, which were hot rolled, we used L and 2L, the material is ASTM A36 steel, the selection of the profiles L was made according the strength requirements and guidelines as slenderness control AISC Standard 341, using LRFD to members working in compression and tension, as well as displacements as a whole gantry in two directions were compared with the standard E -030.

The comparison between the two systems was in a position of resistance and ratios were determined by the program sap 2000, less displacement results obtained as deflections and deformations in porches crosslinked system, leaving this as the structurally optimal for the loading conditions and light set

Keywords: Comparison, structural stability, resistance, porches.



## FUNDAMENTOS DE LA TESIS

### 1. INTRODUCCIÓN:

El presente trabajo de Investigación se desarrolla teniendo en cuenta el análisis de una estructura tipo galpón conformada esencialmente por estructuras metálicas, las cuales están siendo utilizadas con mayor demanda en estos tiempos dentro de nuestra industria, por lo que es necesario realizar investigaciones y análisis en este tema, tal como tiene por objetivo esta tesis, de establecer parámetros comparativos entre variables de luz, es decir cubrir grandes claros, llevando a obtener las soluciones más pertinentes, las que generen menores recursos, y las que sean viables a determinados límites de luces.

Se tiene como pregunta principal ¿Cuál de los sistemas estructurales, entre un pórtico reticulado y un pórtico de nudos rígidos, tiene mejor comportamiento estructural? Teniendo como hipótesis la misma que deriva de la pregunta general, “El sistema estructural compuesto por pórticos de nudos rígidos tiene mejor comportamiento estructural que los pórticos compuestos por armaduras o reticulados, para las condiciones de geometría y parámetros establecidos a conveniencia y criterio”.

El trabajo constará de análisis teóricos, de la estructura bajo los criterios del Reglamento del AISC-341, utilizaremos este Reglamento por ser el Reglamento que rige a nivel de América Latina, y siendo nuestra Norma Peruana elaborada en base a los lineamientos del AISC y no haber realizado una investigación profunda en el tema así como no contar con especificaciones de estructuras metálicas, así como también se establecerá



parámetros indicados en la Norma Peruana, para el cálculo de parámetros de cargas, como lo establecido en la Norma Peruana E.020 y E.030. Se realizarán los análisis con ayuda mediante software Sap 2000 para generar un modelo matemático de la estructura.

El análisis de este tipo de estructuras aportará información acerca del comportamiento estructural de dos distintos sistemas estructurales, que podrá ser útil para profesionistas y estudiantes que requieran realizar proyectos semejantes.

## **2. PROBLEMA DE LA INVESTIGACIÓN**

### **2.1. Planteamiento del problema**

Una de las principales actividades que promueven la economía de nuestra comunidad es el sector industrial, y dentro de este está el desarrollo de la ingeniería que da soluciones óptimas para estructuras correspondientes a galpones que cubren grandes luces, en especial cubiertas metálicas, basadas en pórticos, metálicos, reticulados, etc., sin embargo existe poca información respecto a su comportamiento a grandes luces, así como cuál de ellos posee un mejor comportamiento estructural sometido a los mismos parámetros y cargas establecidas

La necesidad de conocer los comportamientos estructurales de pórticos de diferentes sistemas en base a acero, sometidos a los mismos parámetros, y tener como variable la luz o claro a defender, bajo las mismas solicitaciones de carga.



Debido a una falta de información e investigación en nuestro país sobre estructuras de acero y la demanda en el sector industrial, es necesario ampliar nuestros conocimientos dentro de este campo de la ingeniería, específicamente en el diseño de galpones y los sistemas estructurales que pueden usarse y nos lleva al siguiente cuestionamiento: ¿Los sistemas de pórticos con nudos rígidos tienen un mejor comportamiento estructural que los pórticos reticulados?

## **2.2. Formulación del problema**

### **Pregunta general**

¿Cuál de los sistemas estructurales, entre un pórtico reticulado y un pórtico de nudos rígidos, tiene mejor comportamiento estructural?

### **Preguntas específicas**

¿En qué medida influye el peso de la estructura sometida a diferentes luces, sobre un sistema estructural de pórticos?

¿Cómo se comporta estructuralmente el sistema reticulado?

¿Cómo se comporta estructuralmente el sistema con nudos rígidos?

## **2.3. Justificación de la investigación**

Los galpones y naves industriales hoy en día son utilizados para dar solución a estructuras de grandes luces utilizando diversos sistemas estructurales, sin embargo se realiza poca investigación acerca de su comportamiento.



Esta tesis va dirigida a los profesionales y estudiantes de ingeniería civil, como un aporte al conocimiento en este campo de la ingeniería, que son las estructuras metálicas, específicamente el análisis y diseño de galpones y estructuras similares aplicadas en su gran mayoría en el sector industrial.

Esto sumado a la falta de investigación en nuestro medio sobre estructuras metálicas justifica la realización de este trabajo de investigación.

La justificación se da por cuatro razones:

- Mejora el conocimiento: en esta nueva área de las estructuras metálicas.
- Porque innova.
- Porque mejora procesos, sistemas, etc.
- Porque reduce la vulnerabilidad.
- Porque mejora las condiciones en la calidad de vida.

#### **2.4. Alcances y limitaciones**

Al realizar este estudio se pretende, brindar un aporte al conocimiento sobre el análisis de pórticos de acero para Galpones.

Con este desarrollo de tesis, se pretende llegar a los estudiantes y profesionales de la carrera de ingeniería civil como un aporte al conocimiento de esta rama de la ingeniería.

Por motivos de tiempo, la investigación se limitó a analizar los sistemas estructurales compuestos por nudos rígidos compuestos por perfiles



laminados en caliente, y sistemas reticulados, se dejó para un estudio posterior los sistemas compuestos por estructuras laminadas en frío.

Debido a que tomamos geometrías, y disposición de elementos en cada sistema estructural personalizados y definidos para un caso, no se puede generalizar los resultados obtenidos, ya que existen variedad de sistemas de pórticos, tecnologías modernas y distintas geometrías.

### 3. OBJETIVOS

#### 3.1. Objetivo General

- ❖ Analizar el comportamiento estructural de un sistema compuesto por nudos rígidos, y de un sistema compuesto por armaduras o reticulados.

#### 3.2. Objetivos Específicos

- ❖ Realizar el análisis estructural para el sistema Estructural en base a pórticos con nudos rígidos.
- ❖ Realizar el análisis estructural para el sistema estructural en base a armaduras o reticulados.
- ❖ Establecer una relación entre la variable Luz y Peso de la estructura.

### 4. HIPÓTESIS y VARIABLES

#### 4.1. Hipótesis

“El sistema estructural compuesto por pórticos de nudos rígidos tiene mejor comportamiento estructural que los pórticos compuestos por armaduras o reticulados para configuración geométrica y parámetros establecidos”.



## 4.2. Variables

### Variable Dependiente:

- ❖ Comportamiento estructural

### Variable Independiente:

- ❖ Pórticos compuestos por nudos rígidos.
- ❖ Pórticos compuestos por armaduras o reticulados

### Variables Intervinientes:

- ❖ Luz, peso.

## 5. DISEÑO METODOLOGICO

### 5.1. Tipo de investigación: Explicativa

Es explicativa porque se intenta comprender el por qué el sistema estructural de pórticos con nudos rígidos tiene mejor comportamiento estructural que el pórtico reticulado y además es eficiente respecto a las luces grandes y al peso.

Esta teoría nos conducirá a un sistema explicativo global que apunta hacia la comprensión de la realidad del comportamiento estructural para pórticos de grandes luces, en el marco de la norma AISC-341.

La causa efecto en nuestro tema se avizora, porque la elección del tipo de pórtico, dará lugar a plasmar el efecto de tener un mejor comportamiento estructural, en galpones.

La investigación realizada, a la luz de las normas va a explicar el comportamiento estructural de los dos sistemas propuestos, en base a las



variables intervinientes de peso, luz libre; que permita al ingeniero estructural tener idea de que sistema elegir ante las solicitaciones de carga y variable luz.

## **5.2. Descripción del diseño**

Se realizará una descripción de los detalles individuales (geometría, fuerzas, esfuerzos, deformaciones y reacciones) de cada una de las estructuras planteadas.

Se hará la modelación de los dos pórticos en SAP2000, y se hará la descripción de resultados estructurales de ambos.

Se evaluarán los parámetros estructurales como son deformaciones, esfuerzos, desplazamientos, reacciones y cargas de los dos sistemas estructurales, considerados en la presente investigación y a la luz de las normas de ingeniería en acero estructural, se tomará la mejor opción.

Finalmente sistematizaremos la información de los resultados y decisiones adoptadas.

## **5.3. Población**

Se consideró como población a analizar, los galpones de acero estructural con alturas y luces variables.

## **5.4. Muestra**

Las muestras seleccionadas que son por juicio o conveniencia, se consideran:

- Los pórticos de acero estructural en base a armaduras o reticulados.
- Los pórticos de acero estructural compuestos por nudos rígidos.



## 5.5. Análisis de datos

En la investigación a realizar, se hará un análisis cuantitativo, llegando a hacer un análisis ligado a la hipótesis, es decir llegar a hacer la comparación estructural de los sistemas de pórticos propuestos para llegar a una sola conclusión, saber qué sistema estructural tiene mejor comportamiento en relación al peso y comportamiento estructural.



## CAPÍTULO I. MARCO TEÓRICO

### 1.1. ANTECEDENTES

Tesis referentes a este trabajo en nuestro medio son muy pocas.

En la actualidad se presentan estudios acerca de pórticos rígidos en particular, mas no se han realizado investigaciones sobre el análisis y comparación con sistemas reticulados.

Por lo que se parte de procedimientos y metodologías adquiridos con la experiencia y con la inquietud de dar a conocer el comportamiento de los pórticos para galpones, utilizando sistemas estructurales distintos.

Sin embargo existen algunos proyectos e investigaciones relacionadas al tema, como la citada en la Universidad Carlos III de Madrid, Diseño y Calculo de Nave Industrial para la Fabricación de Aerogeneradores, que tiene como objetivos el diseño de un pórtico que cumpla los requisitos estipulados, tales como forma tamaño y resistencia, análisis crítico de los resultados obtenidos con el pórtico dimensionado y estudio de posibles alternativas.

Existen también investigaciones, ya no enfocadas tanto al diseño de estructuras metálicas, sino más bien a la cuantificación de costos, como es la investigación realizada en la Universidad de San Carlos de Guatemala – Facultad de Arquitectura, llamada “Cuantificación y costo de las Estructuras de acero en la Construcción”, presentada por Luis Napoleón Ponce Santa Cruz, en el cual se pretende plantear un esquema general de costos de construcción, pero principalmente presentar una guía para analizar los costos de construcciones cubiertas de grandeslucos, como bodegas, hangares,



edificaciones deportivas y otras que cubran grandes luces que tengan como común material constructivo el acero.

En el Perú se han realizado trabajos del carácter de proyecto de tesis, en su gran mayoría, como diseño y análisis de estructuras metálicas, como el presentado en la Universidad de Piura la tesis que tiene por nombre "Diseño Estructural de un Auditorio de Estructuras Metálicas, presentada por el Bach. Felix Javier Correa Vigo, esta tesis trata sobre el diseño estructural y la evaluación económica del proyecto. Teniendo en cuenta las características arquitectónicas se optó por emplear un sistema reticular en acero el cual se diseñó por carga muerta, viva y de viento. Asimismo, se efectuaron análisis complementarios de sismo y temperatura para estudiar su efecto.

Luego de realizar los análisis correspondientes se llega a la conclusión que el efecto del sismo en comparación al viento es despreciable. Sin embargo, es importante que se realice para descartar la posibilidad de problemas dinámicos por vibración y resonancia.

## **1.2. BASES TEÓRICAS**

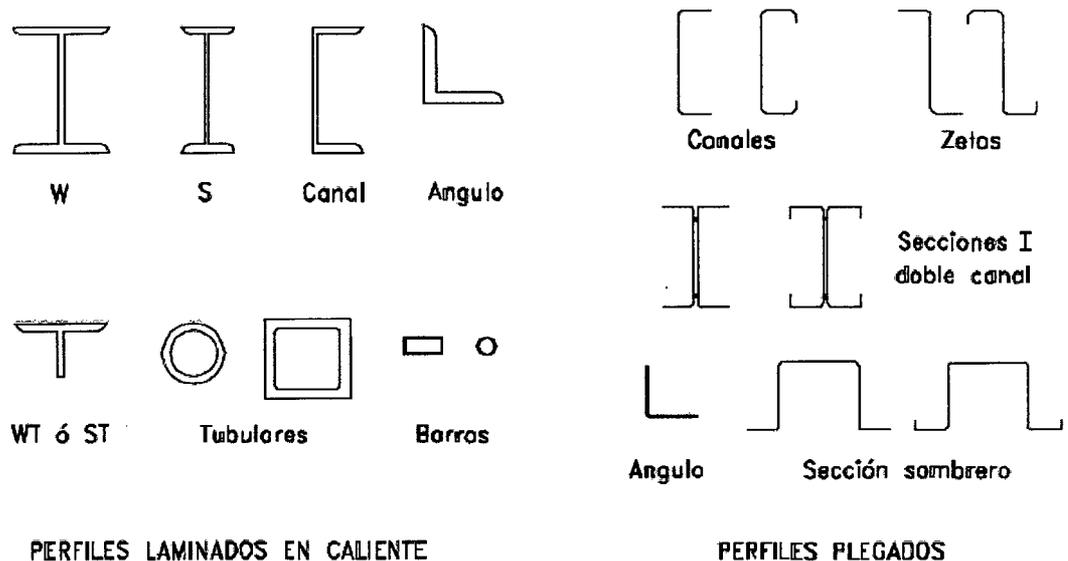
### **1.2.1. TIPOS DE PERFILES ESTRUCTURALES**

Hay varios tipos de elementos de acero que se emplean en las construcciones. Los llamados Productos Laminados en Caliente y que pueden ser productos no planos (perfiles ángulos, canales, perfiles alas anchas, tubos, varillas lisas, etc.) y los productos planos, que son las planchas.

De las planchas, sean éstas laminadas en caliente o en frío, se obtienen los llamados Perfiles Plegados, y los Perfiles Soldados que son un segundo tipo de perfiles más empleado en la práctica.

De las planchas o de los perfiles laminados en caliente o plegados o soldados se pueden formar Secciones Combinadas soldándolos o uniéndolos; estas secciones integran un tercer tipo.<sup>1</sup>

Cuando cualquiera de los perfiles mencionados arriba se unen con el concreto se dice que se forman Secciones Compuestas. Hay vigas compuestas y columnas compuestas. Estos elementos integran un cuarto tipo<sup>2</sup>.



**Figura N° 01: Perfiles laminados en caliente y perfiles plegados**

Los perfiles laminados en caliente tienen una designación para su apropiada descripción, así C6x10.5, significa un canal de 6" de peralte y un peso de 10.5 lb/pie, o un ángulo L2"x2"x3/ 16, o un perfil W18x40 que es

<sup>1</sup>Diseño estructural en acero, Zapata Baglietto, Pág. 1-17

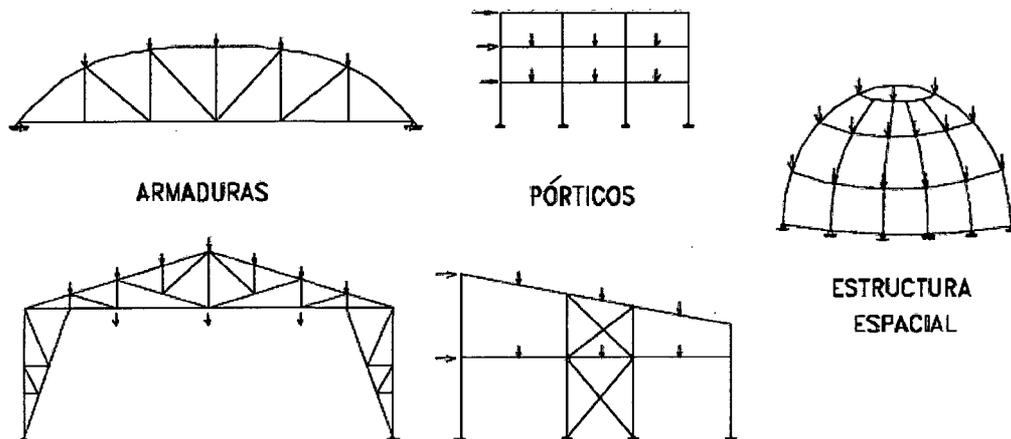
<sup>2</sup>Diseño estructural en acero, Zapata Baglietto, Pág. 1-17

un perfil alas anchas de 18" de peralte y de 40 lb/pie, etc. Esta nomenclatura corresponde a la designación de perfiles recomendada por el AISC.

Los perfiles soldados, usados en Perú, tiene la designación adoptada por ITINTEC 341-154. Estos perfiles fueron estudiados en la UNÍ (3).

### 1.2.2. TIPOS DE ESTRUCTURAS DE ACERO

En general tres son los tipos de estructuras de acero más conocidos: Los Pórticos, las Armaduras, y las Estructuras Laminares. Todas ellas contienen esqueletos formados de miembros de alma llena o de alma de celosía.



**Figura N° 02: Tipos de Estructuras de Acero<sup>3</sup>**

<sup>3</sup> Estructuras de Acero Comportamiento y LRFD, Sriramulu Vinakota, Pág. 20-22



### 1.2.3. LAS ESPECIFICACIONES AISC COMO REGLAMENTO DE DISEÑO

En primer lugar, para apreciar un documento tan importante, se debe conocer qué es el Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC).<sup>4</sup>

Se trata de un instituto de investigación, redacción de normas y de divulgación de los conocimientos sobre el uso del acero que se van adquiriendo. Fue fundado en 1912 y desde 1921 ha elaborado 9 versiones de las "Especificaciones para el Diseño, Construcción y Montaje de Estructuras de Acero para Edificaciones". El AISC está integrado por los productores de perfiles, por los usuarios y por individuos que se encuentran interesados en el desarrollo del acero como material para la construcción.

Una Especificación es un conjunto de reglas que tienen por objeto conseguir una estructura segura y estable en el tiempo. Es imposible que las especificaciones involucren todos los aspectos de la seguridad de una estructura particular por lo que se dice que "el diseñador es el que tiene la última responsabilidad para una estructura segura".

Las Especificaciones AISC mencionadas anteriormente son reconocidas en Perú a falta de unas Especificaciones nacionales, de acuerdo a lo indicado por el Reglamento Nacional de Edificaciones.

Dos son los enfoques del Diseño estructural en acero conforme a lo disponible a la fecha:

---

<sup>4</sup>Diseño estructural en acero, Zapata Baglietto, Pág. 18



**"Diseño por Esfuerzos Permisibles"**, conocido por sus siglas ASD (Allowable Stress Design)

**"Diseño por Estados Límites"**, conocido por sus siglas LRFD (Load and Resistance Factor Design).

### **Diseño por Resistencia Usando Diseño en Base a Factores de Carga y Resistencia (LRFD)**

El diseño de acuerdo con las disposiciones de Diseño en Base a Factores de Carga y Resistencia (LRFD) satisface los requisitos de esta Especificación cuando la resistencia de diseño de cada componente estructural es mayor o igual a la resistencia requerida determinada de acuerdo con las combinaciones de carga LRFD. Se aplican todas las disposiciones de esta Especificación excepto las de la Sección B3.4.

El diseño se realizará de acuerdo con la ecuación B3-1:

$$R_u \leq \phi * R_n \quad (B3-1)$$

Dónde:

$R_u$  = resistencia requerida (LRFD)

$R_n$  = resistencia nominal, según se especifica en los Capítulos B a K

$\phi$  = factor de resistencia, según se especifica en los Capítulos B a K

$\phi * R_n$  = resistencia de diseño<sup>5</sup>

### **Diseño por Resistencia Usando Diseño en Base a Resistencias Admisibles (ASD)**

El diseño de acuerdo con las disposiciones de Diseño en Base a Resistencias Admisibles (ASD) satisface los requisitos de esta

<sup>5</sup> Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero Pág. 76



Especificación cuando la resistencia admisible de cada componente estructural es mayor o igual a la resistencia requerida determinada de acuerdo con las combinaciones de carga ASD. Se aplican todas las disposiciones de esta Especificación excepto las de la Sección B3.3.

El diseño se realizará de acuerdo con la ecuación B3-2:

$$R_a \geq R_n/Q \quad (B3-2)$$

Dónde:

$R_a$  = resistencia requerida (ASD)

$R_n$  = resistencia nominal, según se especifica en los Capítulos B a K

$Q$  = factor de seguridad, según se especifica en los Capítulos B a K

$R_n/Q$  = resistencia admisible<sup>6</sup>

#### 1.2.4. TIPOS DE NAVES INDUSTRIALES

Una Nave Industrial es un conjunto de elementos que se combinan para la construcción periférica de grandes almacenes, depósitos, plantas talleres, etc. En la fabricación de una nave industrial se requiere de estructura metálicas techos aligerados y equipos.

Existen diversos tipos de naves industriales que dependen de un sistema estructural que sea seguro y económico. Esta es la fase más difícil y a la vez la más importante de la Ingeniería Estructural. A menudo se requieren varios estudios independientes de diferentes soluciones antes de decidir cuál es la forma (marco, armadura, arco, etc.) más apropiada. Una vez

<sup>6</sup> Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero Pag. 77

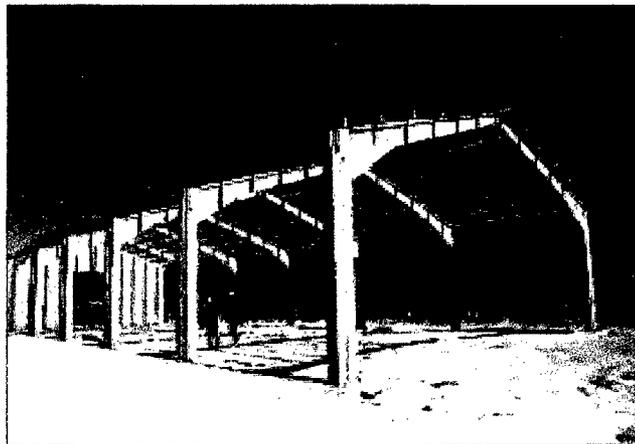
tomada la decisión, se especifican las cargas, materiales, disposición de los miembros y de sus dimensiones de conjunto.

Las formas estructurales mayormente utilizadas para solucionar el problema de diseñar una nave industrial, se reducen a las siguientes<sup>7</sup>.

#### **A. Marcos Rígidos.**

Los marcos rígidos se usan a menudo en edificios y se componen de vigas y columnas que están articuladas o bien son rígidas en sus cimentaciones.

Los marcos pueden ser bidimensionales o tridimensionales. La carga en un marco ocasiona flexión en sus miembros, y debido a las conexiones entre barras rígidas, esta estructura es generalmente "indeterminada" desde el punto de vista del análisis<sup>8</sup>.



**Figura N° 03:** Pórticos de nudos Rígidos

<sup>7</sup> Estructuras de Acero - Cálculo, Ramón Arguelles Alvarez, Pág. 26-27

<sup>8</sup> Estructuras de Acero - Cálculo, Ramón Arguelles Alvarez, Pág. 42



**Figura N° 03': Pórticos de nudos Rígidos**

### **B. Armaduras y columnas.**

Cuando se requiere que el claro de una estructura sea grande y su altura no es criterio importante de diseño, puede seleccionarse una armadura. Las armaduras consisten en barras en tensión y elementos esbeltos tipo columna, usualmente dispuestos en forma triangular. Las armaduras planas se componen de miembros situados en el mismo plano y se usan a menudo para puentes y techos, mientras que las armaduras espaciales tienen miembros en tres dimensiones y son apropiadas para grúas y torres. Debido al arreglo geométrico de sus miembros, las cargas que causan la flexión en las armaduras se convierten en fuerza de tensión o compresión en los miembros, y por esto una de las ventajas de la armadura, respecto a una viga, que utiliza menos material para soportar una carga dada, pudiéndose adaptar de varias maneras para soportar una carga impuesta. En las armaduras de cubiertas de naves industriales la carga se transmite a través de los nudos por medio de una serie de largueros. La armadura de cubiertas junto con sus columnas de soporte se llama marco.

Ordinariamente, las armaduras de techo están soportadas por columnas de acero, concreto reforzado o por muros de mampostería<sup>9</sup>.

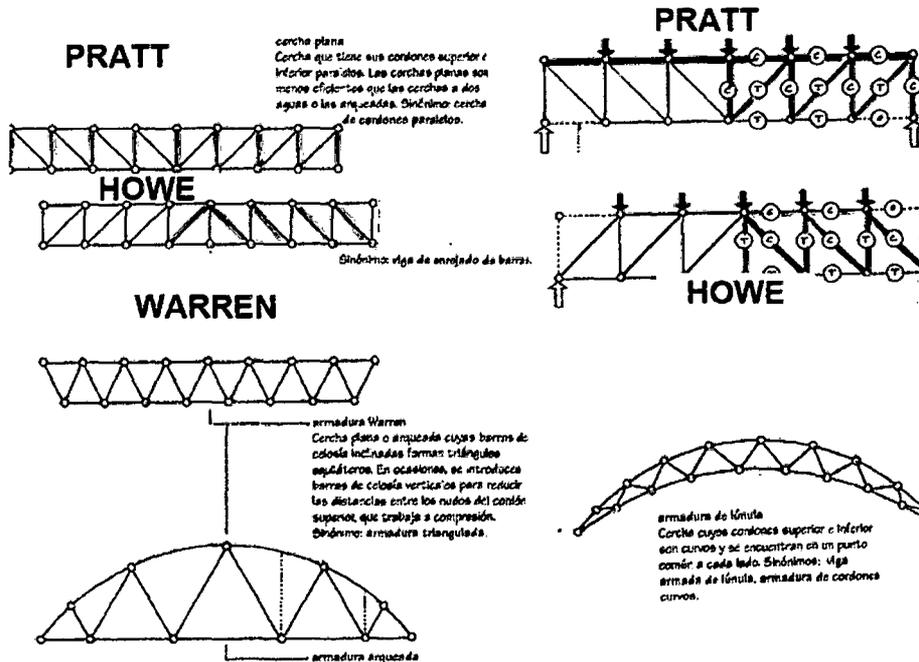


Figura N° 04: Tipos de Estructuras reticuladas

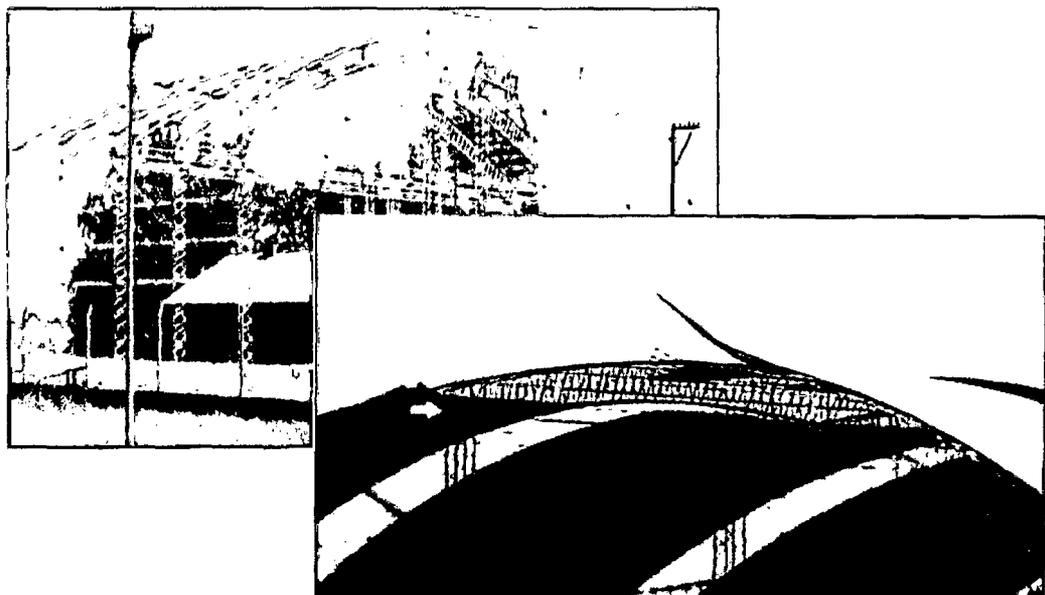


Figura N° 05: Sistema de pórticos reticulados

<sup>9</sup> DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS Estados Límites LRFD, María Graciela Fratelli, Pág. 24



### C. Otros sistemas estructurales.

Los arcos se constituyen como otra solución. Estas son generalmente utilizadas para cubiertas de naves industriales o hangares, como también en estructuras de puentes.

Al igual que los cables, los arcos pueden usarse para reducir los momentos flexionantes en estructuras de grandes claros. Esencialmente un arco es un cable invertido, por lo que recibe su carga principal en compresión aunque, debido a su rigidez debe resistir cierta flexión y fuerza cortante dependiendo de cómo esté cargado y conformado<sup>10</sup>.

Debido a que se ha hecho una comparación entre dos sistemas estructurales no tan parecidos, entonces es necesario conocer a qué tipo de esfuerzos está sometido cada uno de ellos, debido a las solicitaciones dadas, es por ello que veremos en general los distintos esfuerzos a los que están sometidos dichos miembros en cada sistema.

## 2. ESPECIFICACIONES Y CONSIDERACIONES PARA ESTRUCTURAS METÁLICAS

### 2.1. NORMAS CONSIDERADAS EN EL ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS

- **RNE:** Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú. (E.020 Cargas, E.030 Diseño Sismoresistente).
- **AISC:**
  - S303: Code of Standard Practice for Steel Building and Bridges.
  - S316: Standard Specification for Open Web Steel Joists, Longspan Steel Joists and Deep Longspan Steel Joists.
  - S329: Allowable Stress Design Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts.

<sup>10</sup> *Estructuras para Grandes Claros, Neftalí Rodríguez, Pág. 1-25*



S360: Specification for Structural Steel Building.  
S341: Seismic Provisions for Structural Steel Building.  
M013: Detailing For Steel Construction.  
M014: Engineering for Steel Construction.  
M016: Manual of Steel Construction, Allowable Stress Design.

- **AISI:**  
SG03: Cold-Formed Steel Design Manual.
- **ASTM:**  
A1: Specification for Carbon Steel Tee Rails.  
A36/A36M: Specification for Structural Steel and Seamless.  
A563: Carbon and Alloy Steel Nuts.  
F436M: Specification for Hardened Steel Washers.
- **AWS:**  
D1.1: Structural Welding Code – Steel.  
D1.3: Structural Welding Code – Sheet Steel.
- **ANSI:** American National Standards Institute.
- **RCSC:** Research Council on Structural Connections.
- **SSPQC:** The Society for Protective Coatings.

## 2.2. MATERIALES

### 2.2.1. ACERO PARA ESTRUCTURAS

Todos los elementos de acero cumplirán con las siguientes Normas:

- ASTM A36, para perfiles de acero Estructural.
- ASTM A500 Grado B, para elementos tubulares cuadrados o rectangulares.
- ASTM A53 Grado B, para tubos de sección circular.

Los perfiles W y sus planchas de conexión y rigidizadores tendrán un espesor mínimo de 6mm. Los ángulos, canales estructurales y perfiles tubulares tendrán un espesor mínimo de 4.5mm.



Los canales rolados en frío tendrán un espesor mínimo de 3mm.

Todas las conexiones de taller serán soldadas y las conexiones de campo serán empernadas.<sup>11</sup>

Las conexiones empernadas emplearán como mínimo 02 pernos de alta resistencia de  $\frac{3}{4}$ " ASTM A325, a menos que se indique lo contrario en los planos. Las tuercas y arandelas a emplearse con los pernos de alta resistencia ASTM A325 deben cumplir con las especificaciones ASTM A563 y ASTM F436 respectivamente.

### 2.2.2. PERFILES

Los perfiles laminados y planchas serán de acero al carbono, calidad estructural, conforme a la norma ASTM A36.

Los perfiles formados en frío se fabricarán a partir de flejes de acero al carbono, calidad estructural, conforme a la Norma ASTM A570, Gr.36.

Las propiedades mecánicas mínimas de estos aceros se indican a continuación:

Propiedad	A36	A570
- Esfuerzo de Fluencia (Kg. /mm <sup>2</sup> )	25	25
- Resistencia en tensión (Kg. /mm <sup>2</sup> )	41-56	37
- Alargamiento de rotura (%)	23%	17-22%

**Tabla N° 01:Propiedades del Acero**

<sup>11</sup>Especificaciones Técnicas de Acero, Publicaciones Revista Alacero, Pág. 1-15



Las propiedades y dimensionales de los perfiles serán las indicadas en las Tablas de Perfiles de la Norma ASTM A6: "*Standard Specification for General Requirements for Rolled Steel Plates, Shapes, Sheet Piling, and Bars for Structural Use*". Cualquier variación de estas propiedades deberá limitarse a las tolerancias establecidas en la misma Norma.<sup>12</sup>

### 2.2.3. PERNOS

Los pernos pueden, ser de cabeza y tuerca hexagonal convencionales. Para garantizar el mayor tiempo de vida útil de la estructura y sobretodo de la uniones, los pernos serán galvanizados en caliente y sus propiedades se ajustarán a lo indicado en las Norma ASTM A325 para el caso de pernos de alta resistencia, y a lo indicado en la Norma ASTM A307 para el caso de pernos corrientes de baja resistencia.

Las dimensiones de los pernos y sus tuercas estarán de acuerdo a lo indicado en las Normas ANSI B18.2.1-1981 y ANSI B18.2.2-1972 respectivamente. Las características de la rosca se ajustarán a lo indicado en la Norma ANSI B1.1-1982 para roscas de la serie UNC (gruesa), clase 2A.

Calidades:

#### Pernos de alta resistencia (elementos estructurales)

Los pernos de alta resistencia (PAR) serán calidad ASTM-A325.

#### Pernos corrientes y templadores (elementos no estructurales)

Los pernos corrientes serán de acero calidad ASTM A307.

Los templadores serán de acero calidad ASTM A36.

<sup>12</sup>Especificaciones Técnicas de Acero, Publicaciones Revista Alacero, Pág. 25



#### **2.2.4. SOLDADURA**

La soldadura será de arco eléctrico y/o alambre tubular. El material de los electrodos será del tipo E60xx o E70xx con una resistencia mínima a la tensión ( $F_u$ ) de 4,200 kg/cm<sup>2</sup> y 4,900 kg/cm<sup>2</sup> respectivamente. El material de soldadura deberá cumplir con los requerimientos prescritos en las Normas AWS A5.1 ó AWS A5.17 de la American Welding Society.

### **2.3. FABRICACIÓN**

La habilitación y fabricación de las estructuras de acero se efectuará en concordancia a lo indicado en el Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges del AISC, última edición.

#### **2.3.1. Materiales**

Todos los materiales serán de primer uso y deberán encontrarse en perfecto estado. La calidad y propiedades mecánicas de los materiales serán los indicados en este documento y en los planos de fabricación de las estructuras, pero en caso de controversia, estas especificaciones tendrán precedencia.

Las propiedades dimensionales de los perfiles serán las indicadas por la designación correspondiente de la Norma ASTM A6, y cualquier variación en las mismas deberá encontrarse dentro de las tolerancias establecidas por la misma Norma para tal efecto.

#### **2.3.2. Conformado en frío**

El conformado en frío se efectuará mediante prensas, dobladoras, cilindradoras, rebordeadoras, curvadoras de perfiles o maquinas especiales



que lleven gradualmente el material hasta la forma requerida, sin aumentar desmedidamente su acritud (endurecimiento o fragilidad que experimentan algunos metales al ser trabajados en frío). No se permitirá el conformado mediante golpes de machos o martinetes.

### **2.3.3. Perforaciones de huecos**

Las perforaciones o agujeros se efectuarán mediante punzonado, taladrado, mecanizado o mediante una secuencia de ellos. No se permitirá efectuar perforaciones mediante soplete oxigas.

Las perforaciones se marcarán mediante trazados o plantillas, para reducir el riesgo de superar la tolerancia de precisión para su ubicación.

En las perforaciones por punzonado, el juego entre el punzón y la sufridera será controlado para obtener un corte limpio, libre de desgarros y sin deformación excesiva en las superficies perforadas.<sup>13</sup>

### **2.3.4. Soldaduras**

Las soldaduras serán ejecutadas cumpliendo estrictamente un procedimiento calificado y empleando materiales y fungibles que cumplan la última revisión de la Especificación Técnica de Soldadura. En caso de haber contradicción con lo especificado a continuación de este ítem, prevalecerá la condición más restrictiva.

Las soldaduras serán realizadas por operadores que posean Certificado de Calificación correspondiente al procedimiento empleado.

Los procedimientos de soldadura estarán documentados en un registro que

---

<sup>13</sup>Especificaciones Técnicas de Acero, Publicaciones Revista Alacero, Pág. 36



contendrá todas las variables esenciales: material base a soldar, métodos de soldadura, especificación del material de aporte, electrodos, fundentes, gases y fungibles en general, diámetro de los electrodos, polaridad y rango de amperajes, secuencia de las capas de relleno, método de limpieza y remoción de escorias, perfil y dimensión de los cordones, uso de planchas de respaldo y tratamientos térmicos, si son requeridos.

### **2.3.5. Conexiones**

El fabricante deberá cumplir estrictamente con los perfiles, secciones, espesores, tamaños, pesos y detalles de fabricación que muestren los planos. La sustitución de materiales o la modificación de detalles se harán solamente con la aprobación del Supervisor.

En general las conexiones de taller serán soldadas y las de campo serán empernadas, salvo indicación contraria en los planos.

No se permitirán conexiones en que la resistencia depende de la combinación entre soldaduras con pernos.

Bajo cualquier circunstancia, los empalmes longitudinales de perfiles que formen columnas y vigas se diseñarán para resistir el 100% de la resistencia en flexo tracción efectiva del elemento más débil conectado.<sup>14</sup>

### **2.3.6. Tolerancias de fabricación**

Los elementos estructurales y misceláneos serán fabricados con las dimensiones nominales indicadas en los planos de fabricación, dentro de

---

<sup>14</sup>Especificaciones Técnicas de Acero, Publicaciones Revista Alacero, Pág. 40



las tolerancias dimensionales para cada caso.

### **Vigas, Costaneras, Diagonales, Puntales, Enrejados y Cerchas**

- Largo L del elemento, definido como la distancia entre caras de conexión, o como la distancia entre los centros de gravedad de las baterías de perforaciones de las conexiones de ambos extremos.

Dimensiones en milímetros:

$L \pm 0.5$	cuando	$L \leq 3000$
$L \pm 1.5$	cuando	$3000 < L < 10000$
$L \pm 2.5$	cuando	$L \geq 10000$

### **Columnas**

- Largo total de la columna o tramo de columna, entre extremos cepillados.

$$L \pm 1.0 \text{ mm}$$

- Largo total de la columna o tramo de columna, entre la placa base y el extremo cepillado.

$$L' \pm 1.5 \text{ mm}$$

Largo total de la columna entre la placa base y el extremo no cepillado.

$$L'' \pm 3.0 \text{ mm}$$

### **Vigas Carrileras**

Todas las tolerancias de fabricación deberán cumplir lo siguiente:

- La desviación máxima en horizontal y vertical, medida en cada una de las alas, no excederá  $1/2400$  de la luz de la viga.
- La tolerancia de desviación angular vertical de los atiesadores de apoyo queda definida por:

$$\alpha = (2) / 1000 \sqrt{H}$$

Donde H es la altura de la viga expresada en metros.<sup>15</sup>

Para mayor claridad, ver las siguientes figuras:

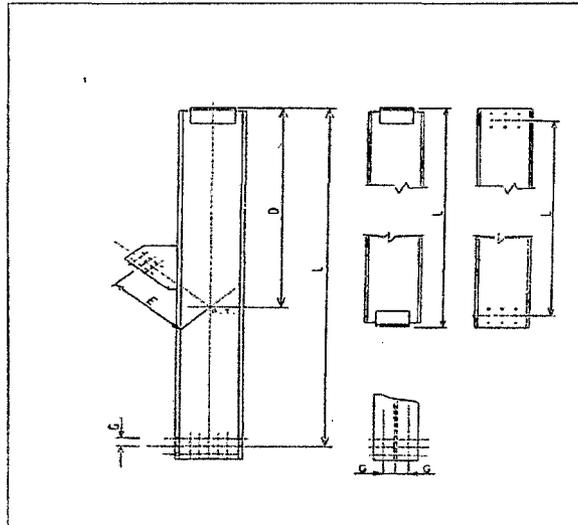


Figura N°1

**Figura N° 06: Tolerancias de Fabricación en acero**

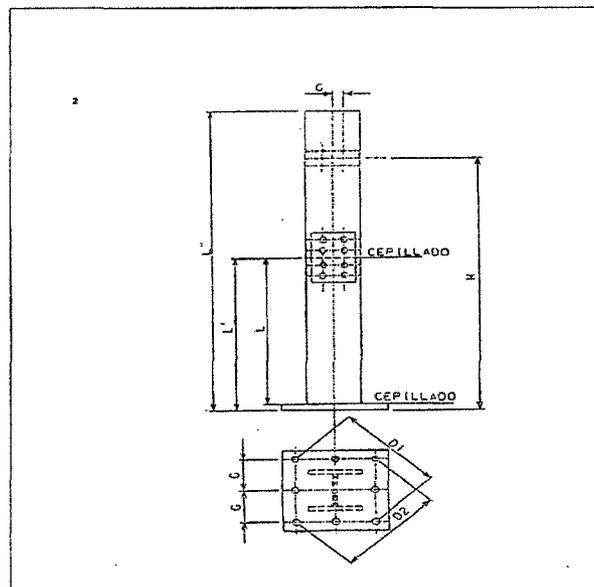


Figura N°2

**Figura N° 07: Tolerancias de Fabricación en acero**

<sup>15</sup>Especificaciones Técnicas de Acero, Publicaciones Revista Alacero, Pág. 50



## **2.4. MONTAJE**

### **2.4.1. Consideraciones Generales**

Antes de empezar con los trabajos de montaje, el Contratista de Montaje deberá efectuar un replanteo en Obra, con el fin de detectar incompatibilidades entre los planos de montaje y las estructuras existentes. En caso de existir incompatibilidades, deberá hacer un reporte al Supervisor para que se tomen las medidas respectivas al caso.

### **2.4.2. Instalación de los pernos de anclaje**

Las tolerancias en su ubicación respecto de lo indicado en los Planos de Montaje no serán mayores que:

1. 1/8" entre centros de cualesquiera dos pernos dentro de un grupo de pernos de anclaje.
2. 1/4" entre centros de grupos de pernos de anclaje adyacentes.
3. 1/2" para el nivel del extremo superior de los pernos de anclaje.

### **2.4.3. Instalación de los pernos de la estructura**

Los pernos estarán provistos de tuerca y arandela plana. En aquellas conexiones donde las superficies exteriores de los elementos conectados no son perpendiculares al eje del perno, deberán usarse arandelas biseladas.

La parte roscada del perno no debería estar incluida, preferiblemente, en el plano de corte de los elementos que conectan.

Las llaves de tuercas utilizadas para la instalación de los pernos deben ser de las dimensiones precisas para no producir daños en la cabeza o la



tuerca de los pernos.<sup>16</sup>

### 3. CARGAS DE DISEÑO

Se tiene que pensar, antes de todo, que la determinación de las cargas que actúan sobre las estructuras no puede ser exacta en magnitud y en ubicación: aun cuando se conozca la exacta posición de la carga y su magnitud, queda siempre la interrogante de cómo se transmiten las cargas en los apoyos del miembro, por lo que muchas veces, son necesarias suposiciones que ponen en duda el sentido de la exactitud buscada. Se procede a definir algunas de las cargas más conocidas.

Para este caso se determinaran parámetros de carga similares para ambos sistemas estructurales.

#### 3.1 CARGA MUERTA

Es una carga de gravedad fija en posición y magnitud, y se define como el peso de todos aquellos elementos que se encuentran permanentemente en la estructura o adheridos a ella, como tuberías, conductos de aire, aparatos de iluminación, acabados de superficie, cubiertas de techos, cielos rasos suspendidos, etc. Se completa la información de estas cargas cuando se ha terminado el diseño. En la práctica, los reglamentos de construcción proporcionan tablas que ayudan al diseñador a tener una mejor idea de la magnitud de las mismas.

Incluye el peso propio de todos los elementos que conforman el sistema estructural a analizar así como las cargas que actúan permanentemente,

---

<sup>16</sup>Especificaciones Técnicas Acero, Memoria Descriptiva General BISA, Pag. 30





Adicionalmente tenemos:

- En techos  $S/C = 30 \text{ kg/m}^2$
- En plataformas de operación  $S/C = 500 \text{ kg/m}^2$
- En pasillos de acceso del personal  $S/C = 400 \text{ kg/m}^2$
- Escaleras y rampas.  $S/C = 500 \text{ kg/m}^2$
- Losa de piso.  $S/C = 1500 \text{ kg/m}^2$
- Baranda y guarda vías IBC 1607.7

Las cargas vivas de diseño o sobrecargas deben indicarse en los planos de diseño. Los valores que se tomarán para las cargas serán los indicados en el presente documento, pero estos no resultarán menores a los prescritos en la Norma de Cargas del RNE (E-020).

### 3.3. CARGA DE NIEVE

Aunque en Perú la mayoría de las estructuras se construyen en zonas donde la nieve no es significativa, es recomendable que los techos de las estructuras que se encuentren a una altitud de más de 3000 m. sean diseñados para una sobrecarga de nieve de un peso específico no menor de  $150 \text{ kg/m}^3$ , y un espesor no menor de 30 cm.

La estructura y todos los elementos de techo que estén expuestos a la acción de carga de nieve serán diseñados para resistir las cargas producidas por la posible acumulación de la nieve o granizo en el techo.

Para determinar este valor, deberá tomarse en cuenta las condiciones geográficas y climáticas de la región donde se ubicara la estructura.



### 3.4. CARGAS DE VIENTO

Todas las estructuras están sujetas a la acción del viento y en especial las de más de 2 o 3 pisos de altura o en aquellas en las zonas donde la velocidad del viento es significativa o en las que debido a su forma, son más vulnerable a los efectos aerodinámicos. En el caso de las estructuras de acero, por su peso propio relativamente bajo y grandes superficies expuestas a la acción del viento, las cargas del viento pueden ser más importantes que las cargas debidas al sismo.

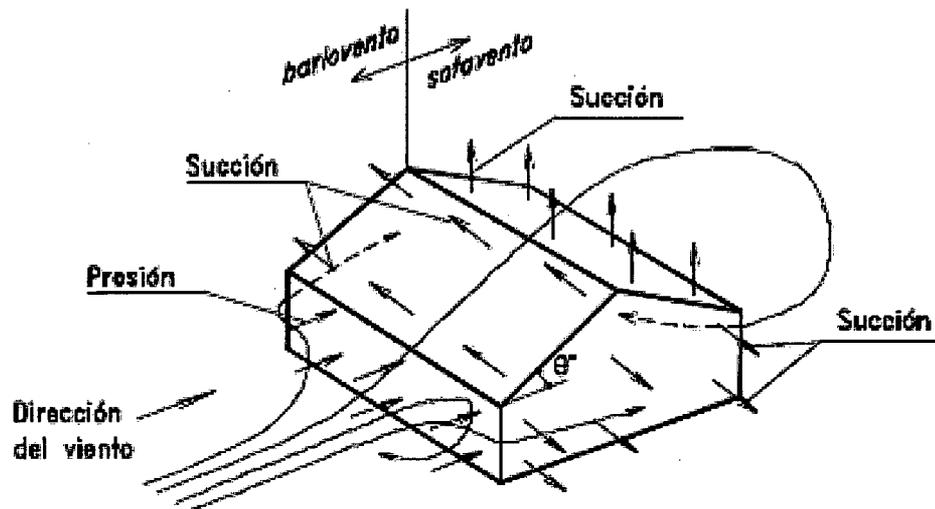
Aunque el viento tiene naturaleza dinámica, es satisfactorio tratar al viento como una carga estática. Se entiende mejor los factores que actúan sobre la presión estática mediante la ecuación siguiente:

$$P = c_p \cdot c_r \cdot q$$

Dónde:

- $p$  = Intensidad de la presión estática equivalente;
- $C_p$  = Coeficiente que depende de la forma de la estructura;
- $C_r$  = Coeficiente que depende de la magnitud de la velocidades de las ráfagas del viento y de la flexibilidad vertical.
- $q$  = Intensidad de la acción dinámica del viento, donde  $q = 0.5 p \cdot v^2$
- " $p_2$  = densidad del aire;
- $v$  = velocidad del viento de diseño a la altura H sobre el suelo en la cual p se calcula, o una altura característica de la estructura.<sup>17</sup>

<sup>17</sup> Diseño estructural en acero, Zapata Baglietto, Pág. 10-25



**Figura N° 08:** Acción del Viento sobre una construcción con techo a dos aguas.

Las estructuras deben ser diseñadas para cargas de viento determinadas de acuerdo al RNE. Las cargas de viento se calcularán en función de las condiciones generales correspondientes a la obra y al tipo de estructura, se tendrá presente el siguiente parámetro para el diseño (Según Mapa Eólico del Perú.

- Velocidad básica del viento: 100Km/h (Hasta una altura de 10m y 4250msnm)

### 3.5. CARGAS SÍSMICAS

Las estructuras deben ser diseñadas para cargas sísmicas determinadas de acuerdo al RNE:

- Para el Reglamento Nacional de Edificaciones RNE E.030, se considerara zona 3, a la cual le corresponde un  $Z = 0.4$ .<sup>18</sup>

#### Cortante Basal para Análisis Estático

<sup>18</sup> Diseño estructural en acero, Zapata Baglietto, Pág. 10



$$V = \frac{ZUCS \times P}{R}$$

Aceleración Basal para Análisis Dinámico:

$$S_a = \frac{ZUCS \times g}{R}$$

Dónde:

Z = Factor de Zona (Ver anexo1)

U = Tipo de Edificación

S = Parámetro de suelo (Según estudio de suelos).

C = mínimo {2.5 (Tp / T), 2.5}

Tp= Período del Suelo

T = Período fundamental de la estructura.

R = Coeficiente de reducción. (De acuerdo al sistema estructural)

P = Peso del Edificio.<sup>19</sup>

#### 4. COMBINACIONES DE CARGAS

De acuerdo a la condición de diseño que se esté verificando se emplearán las siguientes combinaciones de carga:

- Para el diseño de estructura metálica por factores de carga, se consideran las siguientes combinaciones de carga, del método LRFD:
  - C.1        1.4 D
  - C.2        1.2 D+ 1.6L + 0.5(S ó Lr ó R |
  - C.3        1.2D+ 1.6(Lr ó S ó R) + {0.8W ó 0.5L}
  - C.4        1.2 D + 1.3 W + 0.5 L +0.5 (Lr ó S ó R)
  - C.5        1.2 D + 1.5 E + ( 0.5 L ó 0.2 S )
  - C.60.9 D-( 1.3 W ó 1.5 E )<sup>20</sup>

<sup>19</sup>Diseño estructural en acero, Zapata Baglietto, Pág. 15

<sup>20</sup>Criterios de Diseño, Criterios de Diseño BISA, pag.25



Dónde:

D, Carga Muerta

L, Carga Viva

Lr, Carga Viva en techo

E, Carga de Sismo

W, Carga de Viento

H, Presión de tierra

S, Nieve

En casos particulares de cargas se emplearán combinaciones adicionales que considere apropiada el ingeniero estructural para los casos más críticos.

## 5. CONSIDERACIONES DE DISEÑO

### 5.1 DEFLEXIONES ADMISIBLES

Las deflexiones verticales, en los elementos estructurales como vigas y losas de concreto armado y elementos de acero, causadas por las cargas de gravedad, permanentes y vivas no excederán de los siguientes valores.

- 1.- Correas de techo y elementos secundarios: L/200
- 2.- Vigas de de Pórticos soporte de Correas de Techo: L/360
- 3.- Vigas de Plataformas: L/360
- 4.- Vigas de Plataformas – Soporte de Equipos Vibratorios: L/800
- 5.- Vigas carrileras (puente grúa) y vigas para monorraíles (Sin impacto):

Monorails	Deflection Limit
Vertical	L/450
Horizontal	L/400

**Tabla N° 02: Deflexiones en Monoriel**

Las deflexiones laterales en los elementos estructurales verticales



causadas por las cargas de gravedad, permanentes y vivas no excederán los valores límites indicados:

- |   |              |
|---|--------------|
| 1.- Por Sismo, (Ver R.N.E.)   | H/100        |
| 2.- Por Viento, en pórticos con nudos rígidos en la dirección del pórtico.        | H/240        |
| 3.- Por Viento, en la dirección transversal al pórtico:                           | H/240        |
| 4.- Los límites admisibles de deformación lateral para edificios con puente grúa, | H/400 ó 50mm |

H es la altura del edificio, medida hasta el tope de la viga carrilera o altura máxima del elemento estructural vertical.

## 5.2 FACTOR DE RESISTENCIA $\phi$

Valor de $\phi$	Miembro o Conector
0.90	Sección total en tracción
0.75	Sección neta de conexión en tracción
0.90	Miembros en flexión
0.85	Miembros en compresión axial
0.75	Pernos en tracción

### ¿Por qué usar el Método AISC-LRFD?

Se presenta, aquí, algunas de sus ventajas:

1. Es una herramienta adicional para que el diseñador no difiera en su concepto de solución que emplea en diseño de concreto armado, por ejemplo.
2. LRFD aparece más racional y por lo tanto se acerca más a la realidad de lo que ocurre en la vida útil de la estructura.
3. El uso de varias combinaciones de cargas conduce a economía de la solución, porque se acerca con más exactitud a lo que ocurra.
4. Facilita el ingreso de las bases de diseño conforme más información esté disponible.

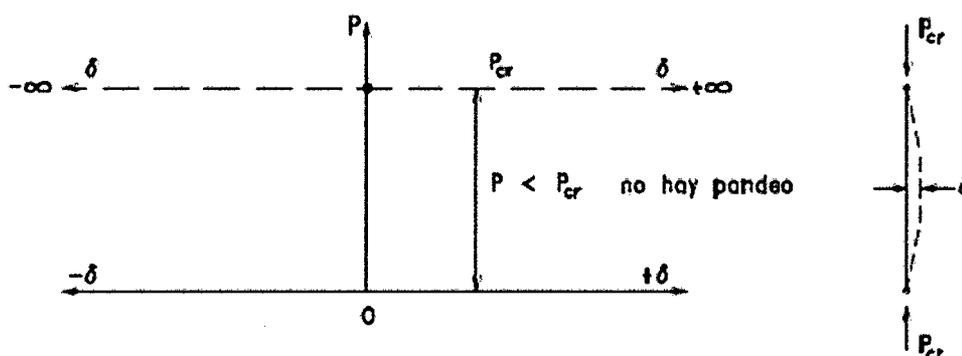


5. Es posible introducir algunos cambios en los factores cuando se conoce con mayor exactitud la naturaleza de las cargas. Esto tiene importancia cuando existen cargas no usuales o mejor conocimiento de la resistencia.
6. Futuros ajustes y calibraciones serán más fáciles de hacer.<sup>21</sup>

### 5.3 MIEMBROS EN COMPRESIÓN AXIAL

#### EXPLICACIÓN DEL FENÓMENO DE PANDEO

Se define como fenómeno del Pandeo aquella situación que se produce en un elemento prismático cuando la carga actuante  $P$  de compresión alcanza un valor crítico  $P_a$  (carga crítica de pandeo), causando una deformación lateral de magnitud indeterminada. En la Fig. N°09 se muestra, en un dominio  $P$  vs.  $\delta$  este fenómeno.



**Figura N° 09: Fenómeno de Pandeo.**

<sup>21</sup> Diseño estructural en acero, Zapata Baglietto, Pág. 25



## 5.4 FÓRMULAS DEL AISC-LRFD PARA ELEMENTOS CARGADOS AXIALMENTE

La resistencia de diseño en compresión,  $\phi_c P_n$ , o la resistencia admisible en compresión.  $P_u/Q_c$  deben ser determinadas de la siguiente manera.

La resistencia de compresión nominal,  $P_n$ , es el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites que aplican pandeo por flexión, pandeo torsional, y pandeo flexo-torsional.

El requerimiento de resistencia de una columna cargada axialmente. de acuerdo a lo indicado por LRFD-E2 puede declararse como sigue:<sup>22</sup>

$$\phi_c = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_c = 1.67 \text{ (ASD)}$$

Para el cálculo general en columnas se considera:

$$\phi_c P_n \geq P_u$$

Dónde:

$\phi_c = 0.85$

$P_n$  resistencia nominal =  $A_g \cdot F_c$

$P_u$ : Carga factonzada

$F_a$  Esfuerzo critico de pandeo, dado como sigue:

a) Cuando  $\lambda_c \leq 1.5$  .....  $F_c = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$  ..... E2-2

b) Cuando  $\lambda_c > 1.5$  .....  $F_c = \frac{(0.877)}{\lambda_c^2} F_y$  ..... E2-3

$$\lambda_c = Kl/r \cdot \sqrt{F_y / \pi^2 E} = \sqrt{F_y / F_c}$$

<sup>22</sup> Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero Pág. 98



## LONGITUD EFECTIVA

El factor de longitud efectiva,  $K$ , para calcular la esbeltez de columna,  $KL/r$ , donde:

$L$  = longitud no arriostrada lateralmente del miembro, cm (m).

$r$  = radio de giro, cm (mm).

Nota: Para miembros diseñados sólo en compresión, se recomienda que la razón de esbeltez  $KL/r$  no sea mayor que 200.<sup>23</sup>

## PANDEO POR FLEXIÓN DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS

Esta sección aplica para miembros solicitados en compresión con secciones compactas y no compactas, como se define en para elementos en compresión uniforme.

Nota: Cuando la longitud torsional no arriostrada es mayor que la longitud lateral no arriostrada, esta sección puede controlar el diseño de columnas de ala ancha y formas similares.

La resistencia de compresión nominal,  $P_n$ , debe ser determinada basada en el estado límite de pandeo por flexión:<sup>24</sup>

$$P_n = F_y A_g$$

## 5.5 MIEMBROS EN TRACCIÓN

### LÍMITES DE ESBELTEZ

No existe límite de esbeltez máxima para miembros en tracción.

<sup>23</sup> Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero Pág. 99

<sup>24</sup> Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero Pág. 90



Nota: Para miembros diseñados básicamente en tracción, la razón de esbeltez  $L/r$  es preferible que no exceda de 300. Esta sugerencia no se aplica a barras o colgadores en tracción.

La resistencia de diseño en tracción,  $\phi_c P_n$ , o la resistencia admisible en tracción,  $P/Q_t$  de miembros traccionados debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia en tracción calculado en la sección bruta y ruptura en tracción calculado en la sección neta.

(a) Para fluencia en tracción en la sección bruta:<sup>25</sup>

$$P_n = F_y A_g$$
$$\phi_t = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_t = 1,67 \text{ (ASD)}$$

(b) Para ruptura en tracción en la sección neta:

$$P_n = F_u A_e$$
$$\phi_t = 0,75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_t = 2,00 \text{ (ASD)}$$

Donde:

$A_e$  = área neta efectiva,  $\text{cm}^2$  ( $\text{mm}^2$ ).

$A_g$  = área bruta del miembro,  $\text{cm}^2$  ( $\text{mm}^2$ ).

$F_y$  = tensión de fluencia mínima especificada,  $\text{kgf/cm}^2$  (MPa).

$F_u$  = tensión última mínima especificada,  $\text{kgf/cm}^2$  (MPa).

## 5.6 PANDEO POR FLEXIÓN DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS

Esta sección aplica para miembros solicitados en compresión con secciones compactas y no compactas, como se define en Sección B4 para elementos en compresión uniforme.

<sup>25</sup> Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero Pág. 91



Nota: Cuando la longitud torsional no arriostrada es mayor que la longitud lateral no arriostrada, esta sección puede controlar el diseño de columnas de ala ancha y formas similares.

La resistencia de compresión nominal,  $P$ , debe ser determinada basada en el estado límite de pandeo por flexión:

$$P_n = F_{cr} A_g$$

La tensión de pandeo por flexión, , se determina como sigue:

$$(a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left( \text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = \left[ 0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$(b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left( \text{o } \frac{F_y}{F_e} > 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e$$

Donde

$F$  = tensión de pandeo elástico, determinada de acuerdo con un análisis de pandeo elástico, cuando es aplicable,  $\text{kgf/cm}^2$  (MPa).<sup>26</sup>

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left( \frac{KL}{r} \right)^2}$$

<sup>26</sup> Diseño estructural en acero, Zapata Baglietto, Pág. 56



## MATERIALES

### PERFILES COMERCIALES:

Los perfiles comerciales que se utilizarán en primera instancia para el sistema de nudos rígidos, que son perfiles laminados en caliente, son los que se presentan a continuación, utilizando los perfiles correspondientes al AISC en caso se requiera mayores propiedades y secciones:

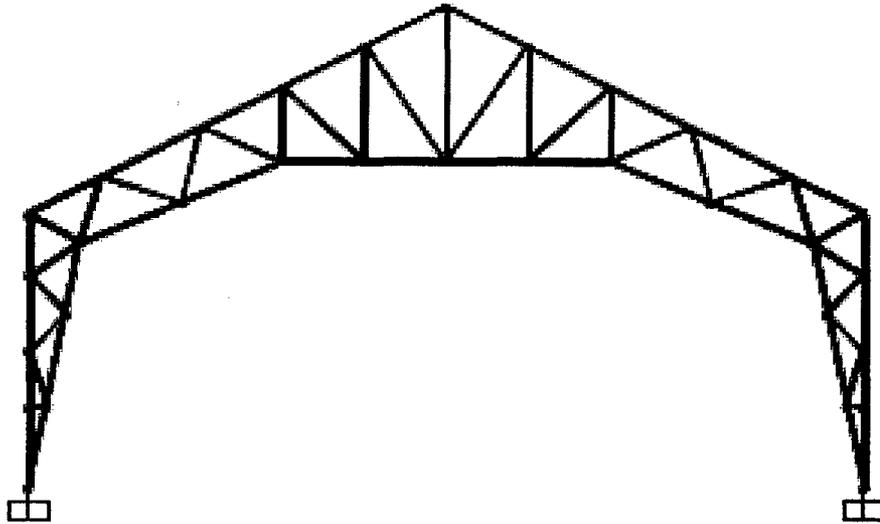
<b>PERFILES W COMERCIALES</b>									
DESIGNACIÓN	d mm	ALMA Tw mm	ALA		T mm	DISTANCIAS			PESO Kg/m
			bf mm	Tf mm		K mm	K1 m	g m	
W 6 X 12	153	6	102	7	127	13	14	60	18
W 6 X 15	152	6	152	7	124	14	14	90	22
W 6 X 20	157	7	153	9	123	17	14	90	30
W 6 X 25	162	8	154	12	124	19	14	90	37
W 8 X 18	207	6	133	8	175	16	14	70	27
W 8 X 21	210	6	134	10	174	18	14	70	31
W 8 X 24	201	6	165	10	161	20	14	100	36
W 8 X 28	205	7	166	12	161	22	16	100	42
W 8 X 31	203	7	203	11	161	21	19	140	46
W 8 X 35	200	8	204	13	161	23	21	140	52
W 10 X 22	259	6	146	9	225	17	16	70	33
W 10 X 26	262	7	147	11	224	19	17	70	39
W 10 X 33	247	7	202	11	199	24	19	140	49
W 10 X 49	253	9	254	14	199	27	21	140	73
W 12 X 22	312	7	102	11	276	18	16	60	33
W 12 X 26	310	6	165	10	275	17	19	90	39
W 12 X 35	318	8	167	13	276	21	19	90	52
W 12 X 40	302	7	203	13	250	26	22	140	60
W 12 X 53	307	9	251	15	247	30	24	140	79
W 12 X 65	307	10	305	15	246	30	25	140	97
W 12 X 72	312	11	305	17	248	32	27	140	107
W 14 X 30	351	7	171	10	311	20	19	90	45
W 14 X 38	358	8	172	13	312	23	21	90	57
W 14 X 43	348	8	203	13	291	28	25	140	64
W 14 X 61	353	10	254	16	290	31	25	140	91
W 16 X 36	404	7	178	11	362	21	19	90	54
W 16 X 45	409	9	179	14	359	25	21	90	68
W 16 X 57	417	11	181	18	361	28	22	90	86
W 16 X 67	414	10	259	17	344	35	25	140	101
W 18 X 55	460	10	191	16	408	26	21	90	90
W 21 X 73	538	12	211	19	476	31	22	140	109

**Tabla N° 03: Perfiles W Comerciales.**

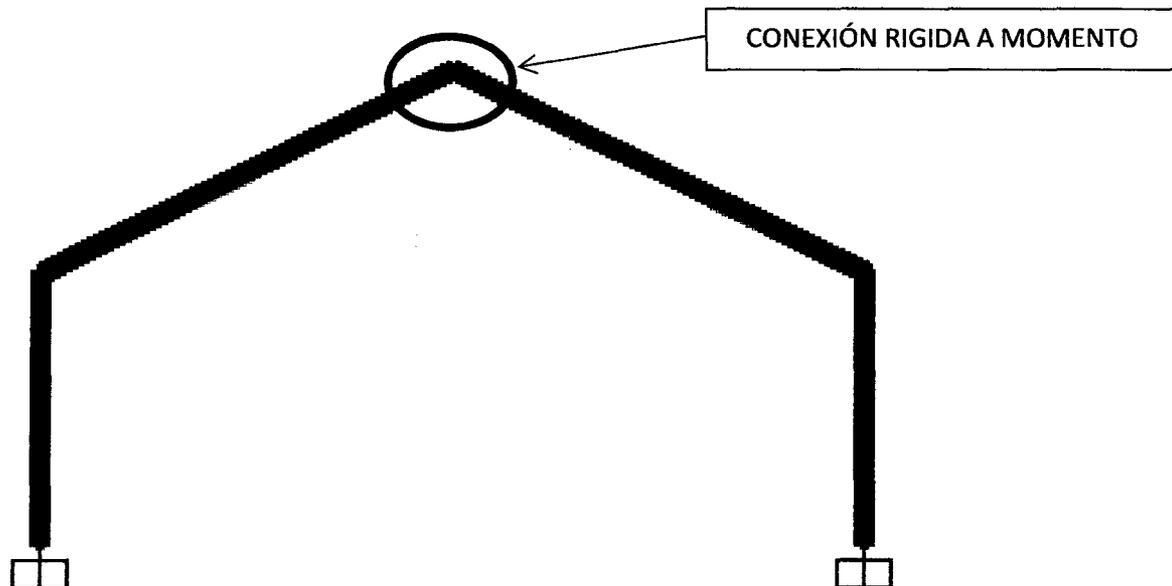
## CAPÍTULO II. MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

El modelamiento de los pórticos se realizó mediante el programa Sap 2000 vs 15, los modelamientos y resultados se presentan a continuación

### Esquemas de Pórticos a Modelar



*Figura N° 10: Pórtico Reticulado.*



*Figura N° 11: Pórtico Rígido*



## 2,0 Análisis de Pórticos

### 2,1 Materiales

#### Acero estructural

Se utilizarán aceros ASTM-A36

- Módulo de elasticidad  $E= 2,04E+06 \text{ kg/cm}^2$
- Acero estructural según norma ASTM-A36  $F_y= 2530 \text{ kg/cm}^2$
- Peso específico  $g= 7850 \text{ kg/m}^3$

Acero	$F_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$F_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )
ASTM A36	2530	4080

Otros aceros utilizados en estructuras metálicas:

	$F_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$F_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )
ASTM A242 grado 42	2950	4430
ASTM A242 grado 46	3230	4710
ASTM A242 grado 50	3520	4920
ASTM A615 grado 40	2800	
ASTM A615 grado 60	4200	
ASTM A572 grado 42	2950	4430
ASTM A572 grado 50	3520	4570
ASTM A572 grado 60	4220	5270
ASTM A572 grado 65	4570	5620

Los perfiles estructurales seran de acero ASTM A36

#### Pernos de conexión:

- Se utilizarán pernos de conexión A325 para las conexiones principales. □
- Se utilizarán pernos de conexión A307 para las conexiones secundarias.

### 2,2 Normas y documentos de referencia.

#### Códigos y normas:

- RNE Reglamento Nacional de Edificaciones, Perú (última edición)
  - E.020 Norma de Cargas.
  - E.030 Norma de Diseño Sismo Resistente.



- IBC 2006 International Building Code.  
International Code Council, Inc
  
- ASCE / SEI7-05 American Society of Civil Engineers.  
Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.
  
- AISC-11 American Institute of Steel Construction 14Th Edición 2011  
Manual of Steel Construction - 2005
  
- AWS D1.1 Structural Welding Code Steel  
American Welding Society. 18th 2004
  
- AISE TR N° 13 Guide for the design and construction of Mill Buildings  
Association of Iron & Steel Engineers. 2003.

El diseño de las estructuras de acero y sus conexiones se realizarán con las especificaciones LRFD - AISC -2005 "Load and Resistance Factor Design for Structural Steel" del American Institute of Steel Construction.

### 2,3 Herramientas de cómputo.

- SAP2000 Versión 15.0.0
- Excel Versión 2010

### 2,4 Estados de carga.

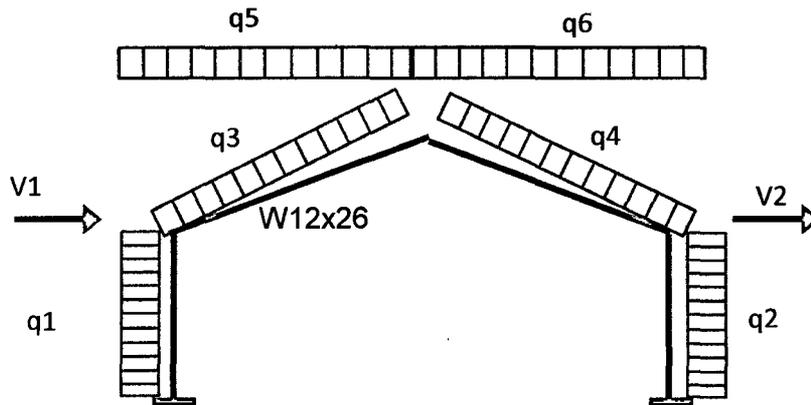
#### 2,4,1 Cargas de diseño

- **Carga Muerta (D)**

El peso propio de los elementos estructurales será considerado de forma intrínseca en el modelo (todo elemento presente en el modelo), además de ello se adicionarán las siguientes cargas muertas:

- Paneles de cobertura	=	5 Kg/m <sup>2</sup>
- Instalaciones/otros	=	10 Kg/m <sup>2</sup>
		<hr/>
		15 Kg/m <sup>2</sup>

El peso propio de la estructura no es considerada en el modelo.



**Figura N° 12 : Esquema**

Peso Propio W12x26 = 40,22 Kg/m  
 Perfil Zeta 8" x 3" x 3.0 mm = 40,74 Kg/m

$$q5 = 15\text{Kg/m}^2 \times 5\text{m} + 0\text{Kg/m} + 40.74\text{Kg/m} = 115,74 \text{ Kg/m}$$

$$q6 = q5 = 115,74 \text{ Kg/m}$$

• **Carga Viva de Techo (Lr)**

- S/C Techo base = 30 Kg/m<sup>2</sup>

$$q5 = 30 \text{ Kg/m}^2 \times 5 \text{ m} = 150,00 \text{ Kg/m}$$

$$q6 = q5 = 150,00 \text{ Kg/m}$$

• **Carga de Nieve (S)**

- Qb (Carga Básica) = 80 Kg/m<sup>2</sup>

- Qt (Carga de Nieve sobre el techo) = 64 Kg/m<sup>2</sup>

La pendiente de techo es de 27 °

Por lo tanto se aplicara reducciones de carga de acuerdo a la NTE 020 subtítulo 3.6.3



## • Carga de Viento (W)

La estructura, los elementos de cierre y los componentes exteriores de todas las edificaciones expuestas a la acción del viento, serán diseñados para resistir las cargas (presiones y succiones) exteriores e interiores debidas al viento, suponiendo que este actúa en dos direcciones horizontales perpendiculares entre sí. En la estructura la ocurrencia de presiones y succiones exteriores serán consideradas simultáneamente.

Clasificación de la Edificación      **Tipo 1**

$$V_h = V \left( \frac{h}{10} \right)^2$$

Donde:

$V_h$ : Velocidad de diseño en la altura  $h$  en Km/h.

$V$ : Velocidad de diseño hasta 10 m de altura en Km/h

$h$ : Altura sobre el terreno en metros

$$V = 110 \text{ Km/h}$$

$$h = 4 \text{ m}$$

$$V_h = 110 \text{ Km/h}$$

## Carga Exterior de viento

$$P_h = 0.005 C V_h^2$$

Donde:

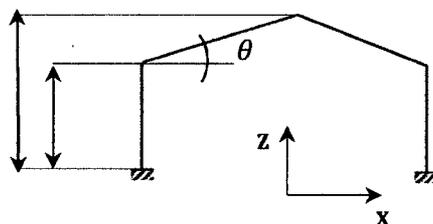
$P_h$ : Presión o succión del viento a una altura  $h$  en kg/m<sup>2</sup>

$C$ : Factor de forma

## Geometría de la Nave

Pendiente del techo ( $\theta$ ):       $27^\circ$

Altura de la cara lateral ( $h_0$ ): 4.0 m.

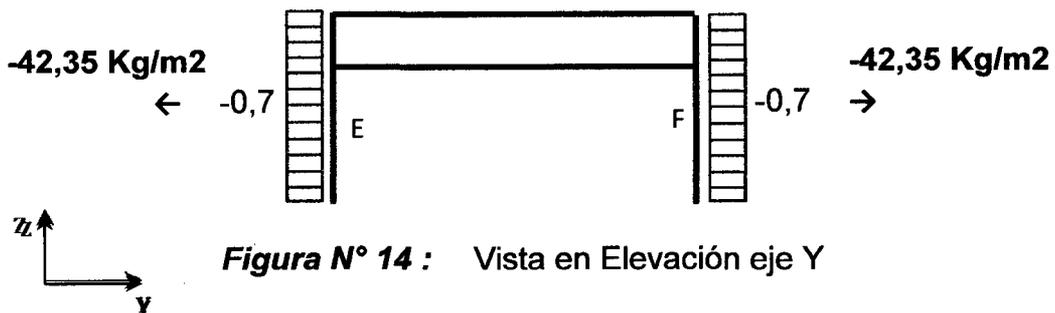
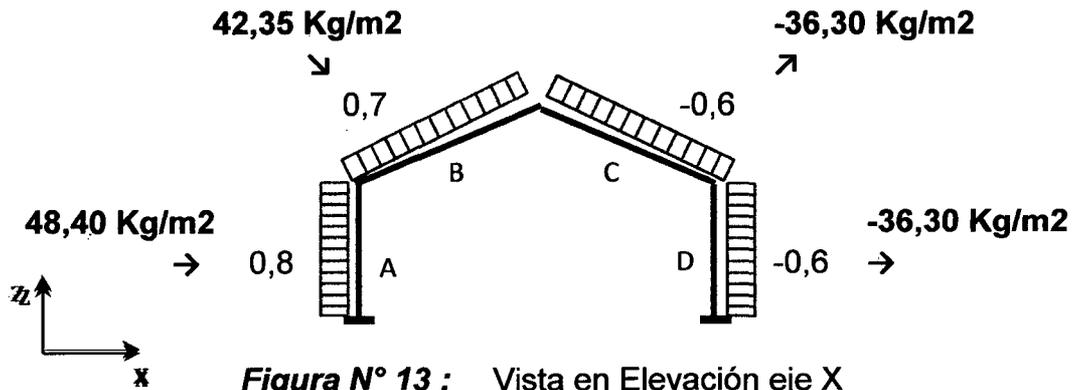
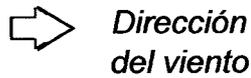


• Dirección del viento en sentido del eje X:

Factores de forma

Cara	Caso 1	Caso 2
A	0,8	0,8
B	0,7	-0,3
C	-0,6	-0,3
D	-0,6	-0,6
E	-0,7	-0,7
F	-0,7	-0,7

Presiones para el Caso 1



### Presiones para el Caso 2

➔ Dirección del viento

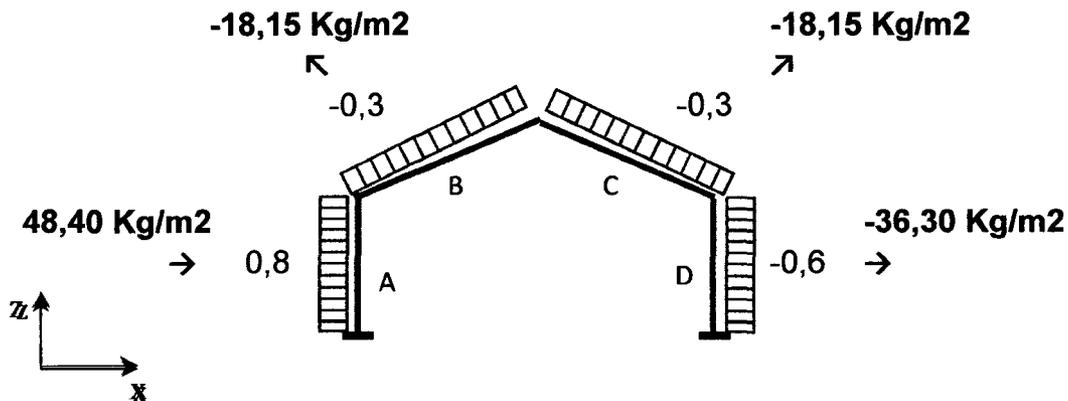


Figura N° 15 : Vista en Elevación eje X

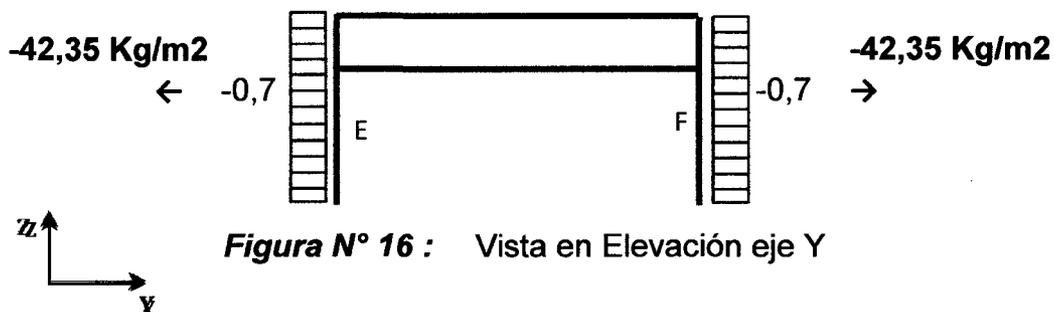


Figura N° 16 : Vista en Elevación eje Y

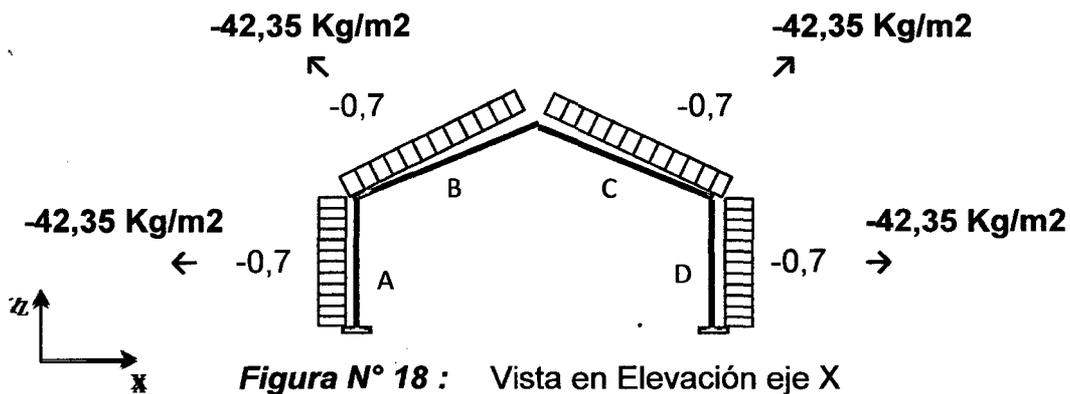
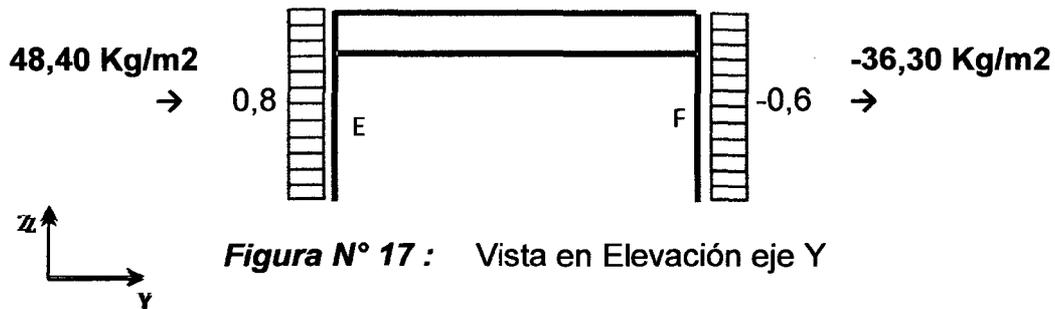
### Dirección del viento en sentido del eje Y:

#### Factores de forma

Cara	Caso 1	Caso 2
A	-0,7	-0,7
B	-0,7	-0,7
C	-0,7	-0,7
D	-0,7	-0,7
E	0,8	0,8
F	-0,6	-0,6

### Presiones para el Caso 1

➔ *Dirección del viento*



### CASO 1

$$q_1 = 48.4 \text{ Kg/m}^2 \times 5\text{m} = 242,00 \text{ Kg/m}$$

$$q_2 = 42.35 \text{ Kg/m}^2 \times 5\text{m} = 211,75 \text{ Kg/m}$$

$$q_3 = -36.3 \text{ Kg/m}^2 \times 5\text{m} = -181,50 \text{ Kg/m}$$

$$q_4 = -36.3 \text{ Kg/m}^2 \times 5\text{m} = -181,50 \text{ Kg/m}$$

### CASO 2

$$q_1 = 48.4 \text{ Kg/m}^2 \times 5\text{m} = 242,00 \text{ Kg/m}$$

$$q_2 = -18.15 \text{ Kg/m}^2 \times 5\text{m} = -90,75 \text{ Kg/m}$$

$$q_3 = -18.15 \text{ Kg/m}^2 \times 5\text{m} = -90,75 \text{ Kg/m}$$

$$q_4 = -36.3 \text{ Kg/m}^2 \times 5\text{m} = -181,50 \text{ Kg/m}$$



## ● Sismo (E)

### Cálculo de las aceleraciones y espectros sísmicos

#### Norma E-030 Diseño Sismo resistente

#### Parámetros:

- Zona : 3
- Categoría : B
- Suelo : S2

#### Coefficientes Sísmicos:

$$\begin{aligned} Z &= 0,4 \\ U &= 1,3 \\ S &= 1,2 \quad ; \quad T_p = 0,60 \text{ s} \end{aligned}$$

**Tipo de Estructura:** Regular

En x: Pórticos Acero  $R_x = 9,5$   
En y: Arriostres en cruz de acero  $R_y = 6$

$T_x = 0,32 \text{ s}$  (Periodo fundamental del análisis modal en esta dirección)  
 $T_y = 0,16 \text{ s}$  (Periodo fundamental del análisis modal en esta dirección)

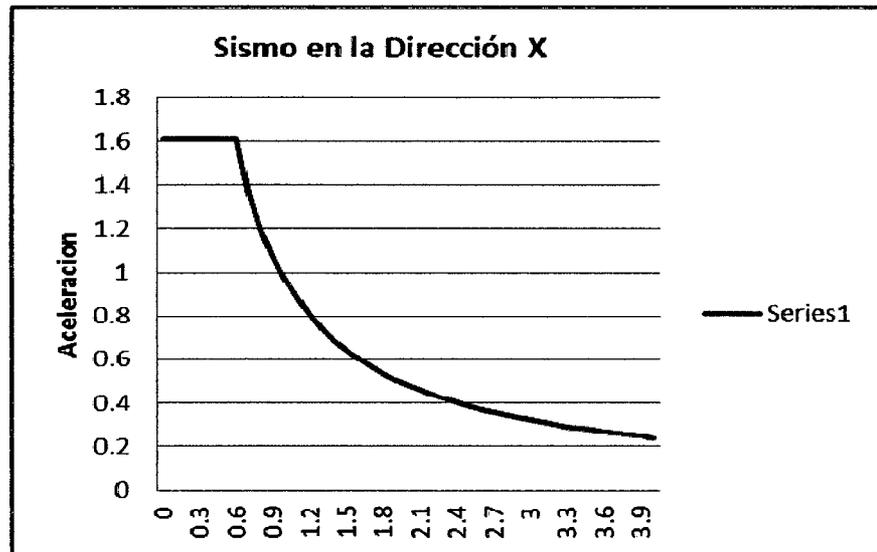
Luego:

$$\begin{aligned} C_x &= 2,5 & C_x / R_x &= 0.263 > 0.125 & \dots \text{Ok} \\ C_y &= 2,5 & C_y / R_y &= 0.417 > 0.125 & \dots \text{Ok} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C &= 2.5(T_p/T) \\ S_a &= \frac{ZUSC}{R} g \end{aligned}$$

### Espectro en la dirección X-X

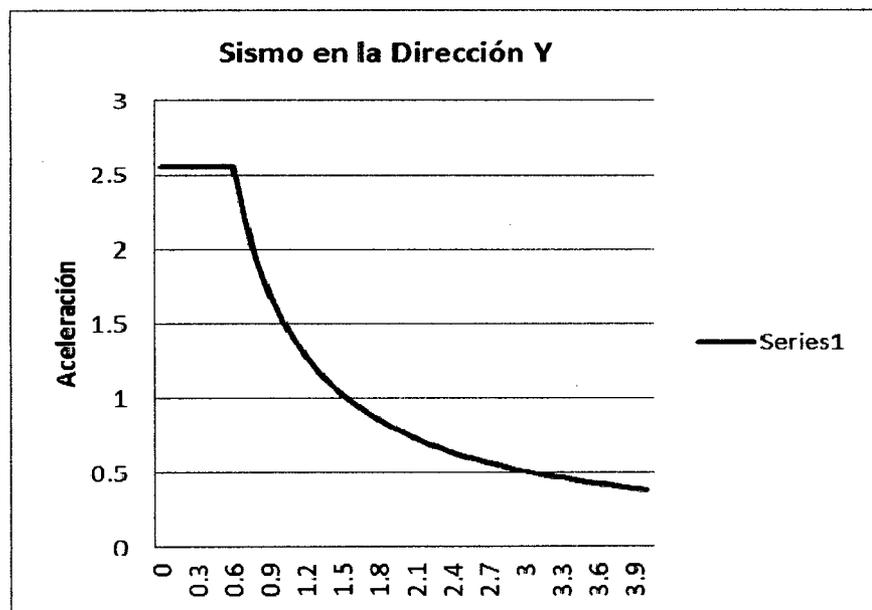
T	Sa
0,00	1,61
0,60	1,61
0,70	1,38
0,80	1,21
0,90	1,07
1,00	0,97
1,10	0,88
1,20	0,81
1,30	0,74
1,40	0,69
1,50	0,64
1,60	0,60
1,70	0,57
1,80	0,54
1,90	0,51
2,00	0,48
2,10	0,46
2,20	0,44
2,30	0,42
2,40	0,40
2,50	0,39
2,60	0,37
2,70	0,36
2,80	0,35
2,90	0,33
3,00	0,32
3,10	0,31
3,20	0,30
3,30	0,29
3,40	0,28
3,50	0,28
3,60	0,27
3,70	0,26
3,80	0,25
3,90	0,25
4,00	0,24



**Figura N° 19 :** Sismo en la dirección del eje X

### Espectro en la dirección Y-Y

T	Sa
0,00	2,55
0,60	2,55
0,70	2,19
0,80	1,91
0,90	1,70
1,00	1,53
1,10	1,39
1,20	1,28
1,30	1,18
1,40	1,09
1,50	1,02
1,60	0,96
1,70	0,90
1,80	0,85
1,90	0,81
2,00	0,77
2,10	0,73
2,20	0,70
2,30	0,67
2,40	0,64
2,50	0,61
2,60	0,59
2,70	0,57
2,80	0,55
2,90	0,53
3,00	0,51
3,10	0,49
3,20	0,48
3,30	0,46
3,40	0,45
3,50	0,44
3,60	0,43
3,70	0,41
3,80	0,40
3,90	0,39
4,00	0,38



**Figura N° 20 :** Sismo en la dirección del eje Y



### Cálculo de la Fuerza estática equivalente:

#### Pesos contribuyentes al sismo:

- Peso de estructura modelada =	10,03	Tn
- Carga Muerta (D) =	7,76	"
- s/c en losa de techo (Al 50%) =	5,03	"
P=	<u>22,81</u>	Tn

$$Z = 0,4$$

$$U = 1,3$$

$$S = 1,2$$

$$C = 2.5(Tp/T)$$

$$R_x = 9,5$$

$$R_y = 6$$

$$T_x = 0,26 \text{ s (Periodo fundamental del análisis modal en esta dirección)}$$

$$T_y = 0,25 \text{ s (Periodo fundamental del análisis modal en esta dirección)}$$

Luego:

$$C_x = 2,5$$

$$C_y = 2,5$$

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P$$

$$V_x = 0,164 \times P = 0,164 \times 22,81 = 3,74 \text{ Tn}$$

$$V_y = 0,260 \times P = 0,260 \times 22,81 = 5,93 \text{ Tn}$$

### Factor de Amplificación Dinámica

#### Cortante Dinámico:

Obtenemos el cortante dinámico dados por el programa sap 2000

TABLE: Base Reactions

Caso Carga	CaseType	StepType	FX	FY	FZ
			Tonf	Tonf	Tonf
DEAD	LinStatic		0,00	0,00	10,03
D	LinStatic		0,00	0,00	7,76
Lr	LinStatic		0,00	0,00	10,06
Sb	LinStatic		0,00	0,00	21,47
Wx1	LinStatic		-14,37	0,00	0,91
Wy	LinStatic		0,00	-7,47	-12,71
Ex	LinRespSpe	Max	3,28	0,00	0,00
Ey	LinRespSpe	Max	0,00	4,74	0,00
Sd	LinStatic		0,00	0,00	13,95
Wx2	LinStatic		-9,04	0,00	-8,17

Tabla N° 4 : Reacciones Globales



$$V_{dx} = 3,28 \text{ Tn}$$

$$V_{dy} = 4,74 \text{ Tn}$$

### Cortante Estático:

En el sentido x  
 $ZUCS_x / R_x = 0,16$

En el sentido y  
 $ZUCS_x / R_y = 0,26$

Peso de la estructura = 22,82 Tn

$$V_{ex} = 3,74 \text{ Tn}$$

$$V_{ey} = 5,93 \text{ Tn}$$

### Factor de Amplificación

Comparación de los cortantes en la base

Tipo de Estructura: Regular

	Vdinámico		80% Ve	F.A.
Dirección X	3,28 Tn	>	2,99 Tn	1,00
Dirección Y	4,74 Tn	<	4,75 Tn	1,00

Si el factor de amplificación es 1 no se mayor los cortantes en el análisis dinámico, de lo contrario se amplificará con este factor el cortante dinámico.

## 2,5 Combinaciones de carga.

Las combinaciones de carga serán las utilizadas por el metodo LRFD:

- Para el método de fuerzas (Método LRFD)

$$C 1 : 1.4D$$

$$C 2 : 1.2D+0.5Lr$$

$$C 3 : 1.2D+0.5Sb$$

$$C 4 : 1.2D+0.5Sd$$

$$C 5 : 1.2D+1.6Lr$$

$$C 6 : 1.2D+1.6Sb$$

$$C 7 : 1.2D+1.6Sd$$

$$C 8 : 1.2D+1.6Lr+0.8Wx1$$

$$C 9 : 1.2D+1.6Lr+0.8Wx2$$



- C 10 :  $1.2D+1.6Lr+0.8Wy$
- C 11 :  $1.2D+1.6Sb+0.8Wx1$
- C 12 :  $1.2D+1.6Sb+0.8Wx2$
- C 13 :  $1.2D+1.6Sd+0.8Wx1$
- C 14 :  $1.2D+1.6Sd+0.8Wx2$
- C 15 :  $1.2D+1.6Sb+0.8Wy$
- C 16 :  $1.2D+1.6Sd+0.8Wy$
- C 17 :  $1.2D+0.8Wx1$
- C 18 :  $1.2D+0.8Wx2$
- C 19 :  $1.2D+0.8Wy$
- C 20 :  $1.2D+1.6Wx1+0.5Lr$
- C 21 :  $1.2D+1.6Wx2+0.5Lr$
- C 22 :  $1.2D+1.6Wy+0.5Lr$
- C 23 :  $1.2D+1.6Wx1+0.5Sb$
- C 24 :  $1.2D+1.6Wx2+0.5Sb$
- C 25 :  $1.2D+1.6Wx1+0.5Sd$
- C 26 :  $1.2D+1.6Wx2+0.5Sd$
- C 27 :  $1.2D+1.6Wy+0.5Sb$
- C 28 :  $1.2D+1.6Wy+0.5Sd$
- C 29 :  $1.2D+1.6Wx1$
- C 30 :  $1.2D+1.6Wx2$
- C 31 :  $1.2D+1.6Wy$
- C 32 :  $1.2D+1Ex+0.2Sb$
- C 33 :  $1.2D+1Ex+0.2Sd$
- C 34 :  $1.2D+1Ey+0.2Sb$
- C 35 :  $1.2D+1Ey+0.2Sd$
- C 36 :  $0.9D+1.6Wx1$
- C 37 :  $0.9D+1.6Wx2$
- C 38 :  $0.9D+1.6Wy$
- C 39 :  $0.9D+1Ex$
- C 40 :  $0.9D+1Ey$

## 2,6 Límites permisibles

### Desplazamientos laterales

Las deflexiones laterales en los elementos estructurales verticales causadas por las cargas de gravedad, permanentes y vivas no excederán los valores límites indicados:

- |  |       |
|--|-------|
| 1 Por Sismo.   | H/100 |
| 2 Por Viento, en pórticos con nudos rígidos en la dirección del pórtico. | H/240 |
| 3 Por Viento, en la dirección transversal al pórtico:                    | H/240 |

4 Los límites admisibles de deformación lateral para edificios con puente grúa,  $H/400$  o 50mm  
 H es la altura del edificio, medida hasta el tope de la viga carrilera o altura máxima del elemento estructural vertical.

### Desplazamientos Verticales

- |  |       |
|--|-------|
| 1.- Correas de techo y elementos secundarios:                              | L/200 |
| 2.- Vigas de de Pórticos soporte de Correas de Techo:                      | L/360 |
| 3.- Vigas de Plataformas:  | L/360 |
| 4.- Vigas de Plataformas – Soporte de Equipos Vibratorios:                 | L/800 |
| 5.- Vigas carrileras (puente grúa) y vigas para monorrieles (Sin impacto): |       |

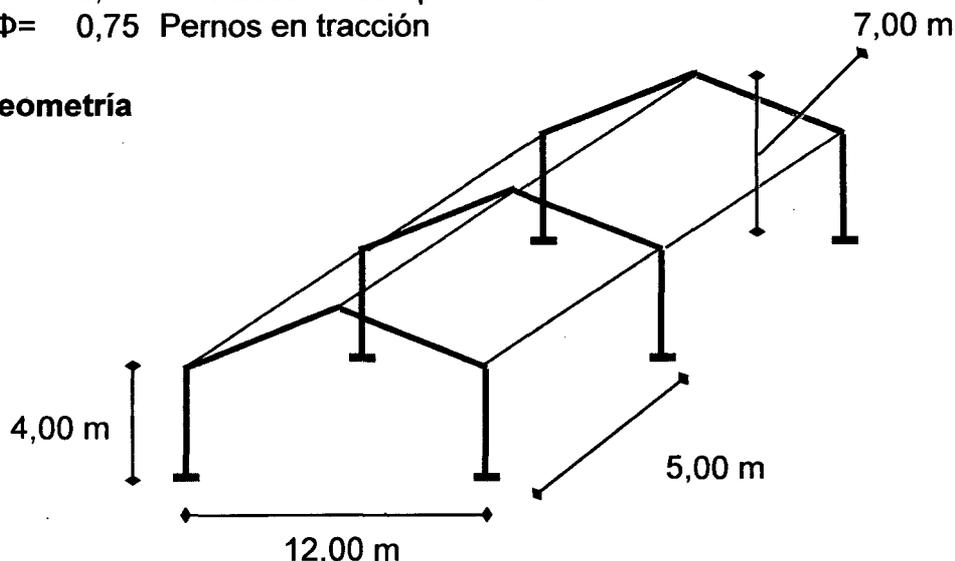
Monorails	Deflection Limit
Vertical	L/450
Horizontal	L/400

**Tabla N° 5 : Límites para Deflexiones**

### 2,7 Factores de Reducción para el metodo LRFD del AISC 341

- $\Phi = 0,90$  Sección total en Tracción
- $\Phi = 0,75$  Sección neta de conexión en tracción
- $\Phi = 0,90$  Miembros en flexión
- $\Phi = 0,85$  Miembros en compresión axial
- $\Phi = 0,75$  Pernos en tracción

### 2,8 Geometría

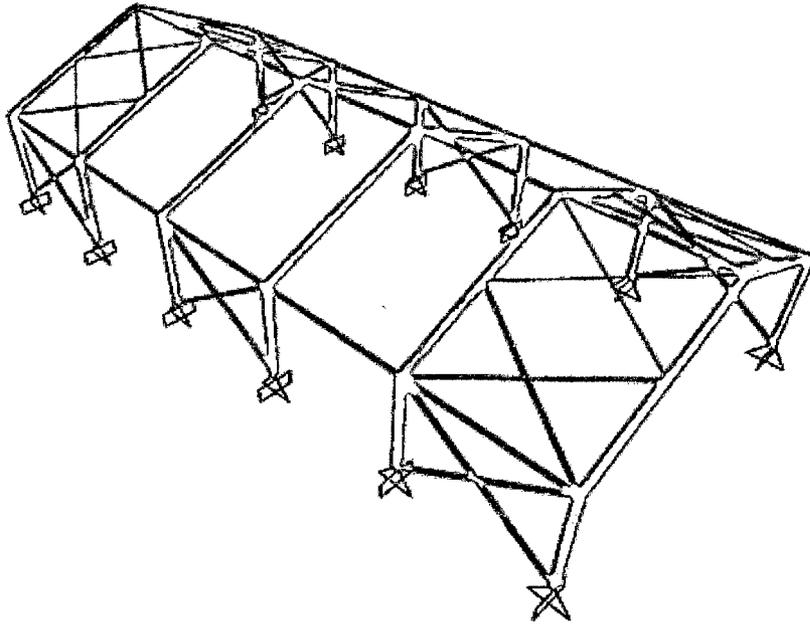


- Se partió con una luz de 12 metros para luego variar la luz aumentandola cada intervalo de 10 metros hasta llegar a 80 metros.
- Ángulo de Inclinación del techo ( $\theta$ ) =  $27^\circ$
- Número de correas = 6 (En Toda la longitud por tramo)
- Espaciamiento entre correas = 1,30 m

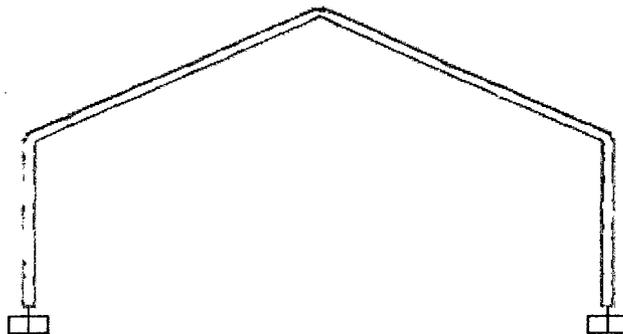
## 2,9 Cálculos

### 2,9,1 Pórtico Rígido

### 2,9,2 Modelo 3D

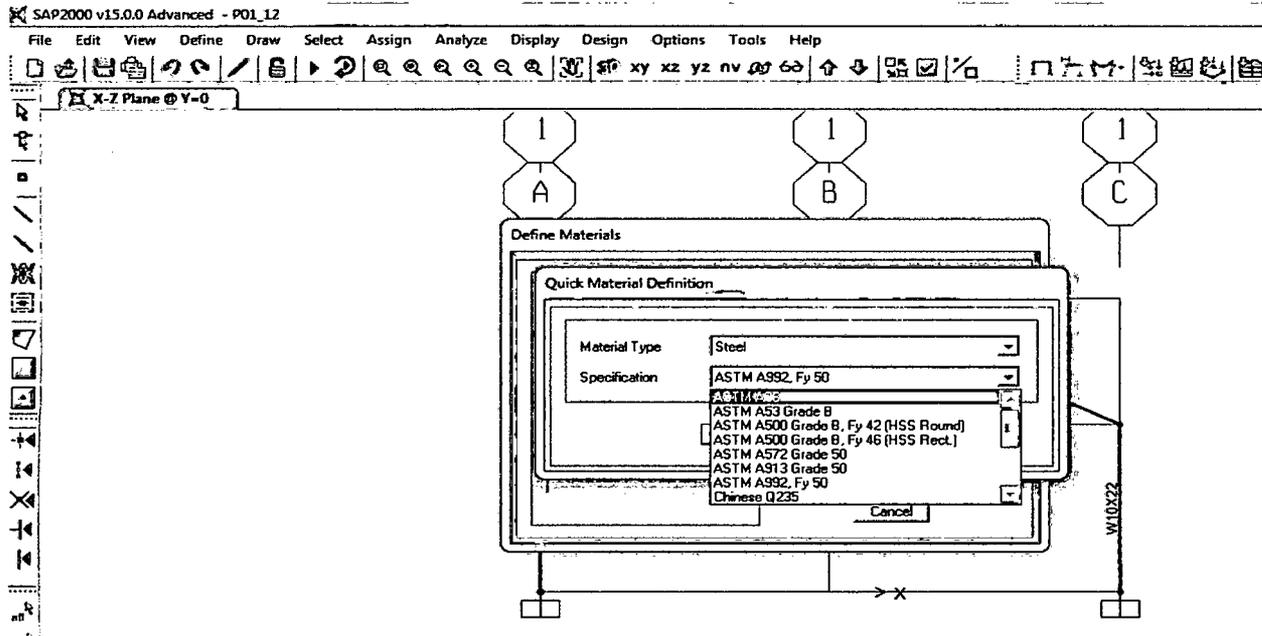


**Figura N° 21 :** Vista 3D Modelo

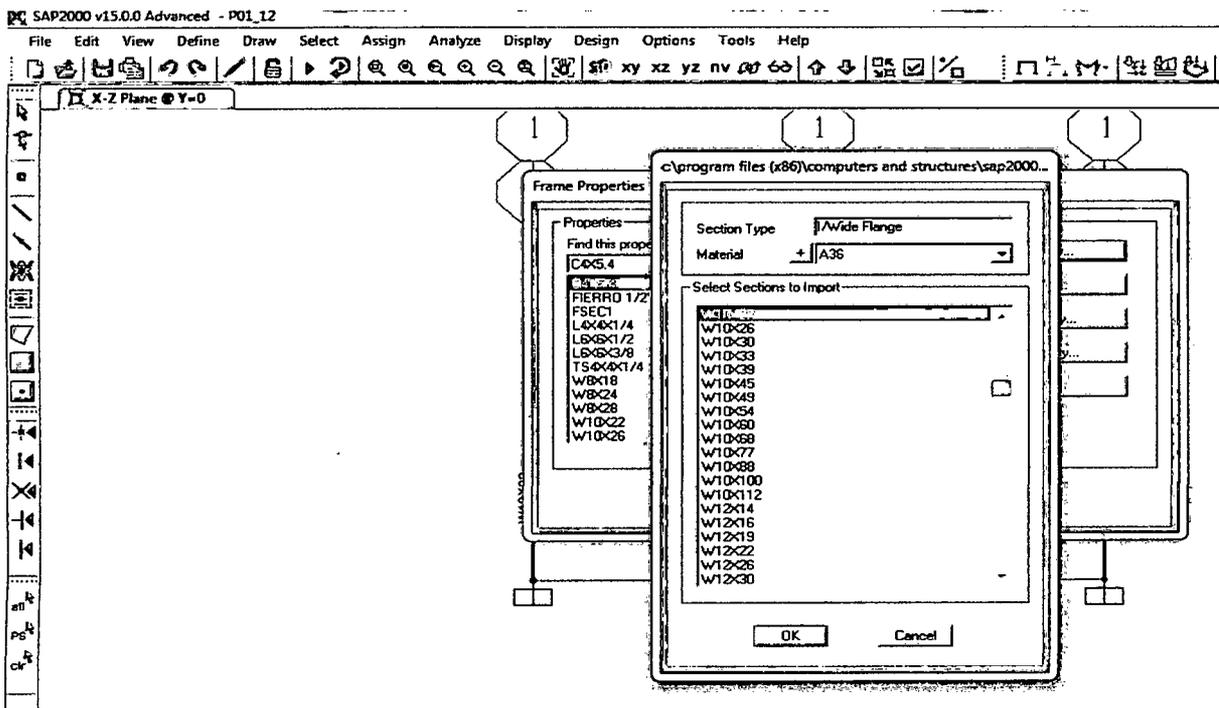


**Figura N° 22 :** Pórtico Típico

### 2,9,3 Introducción de datos al programa Sap 2000

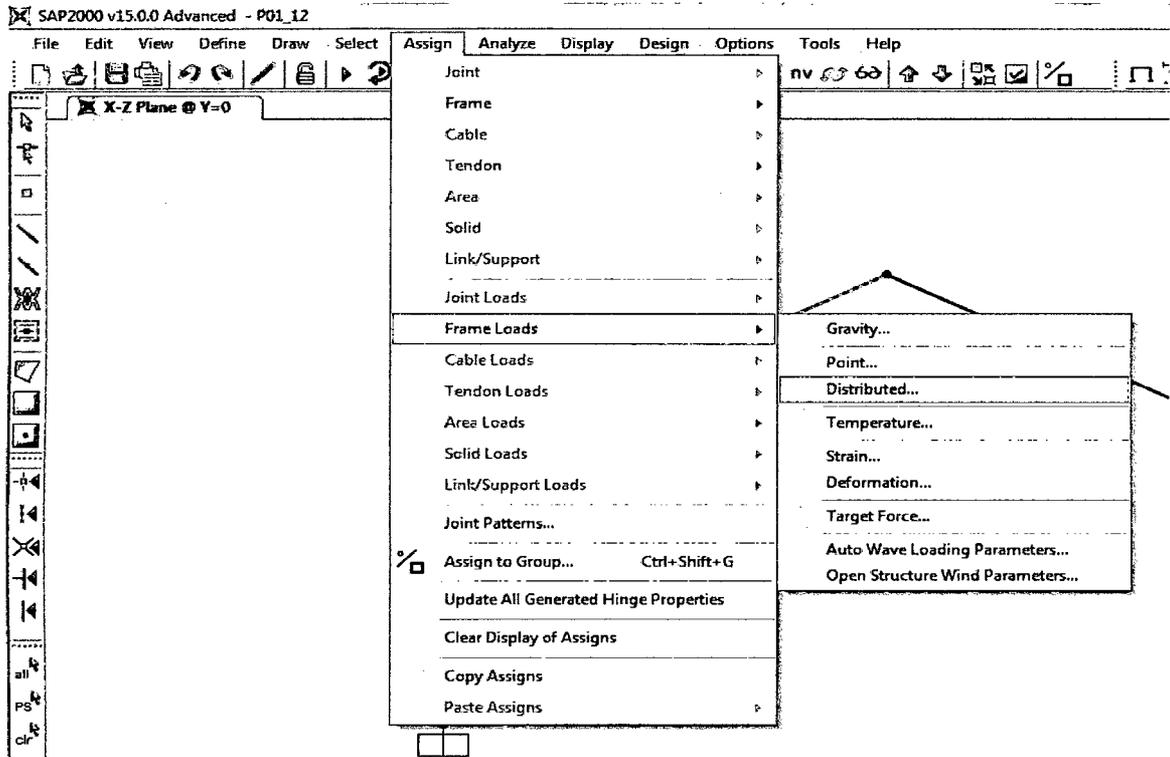


Definimos materiales con el comando define, el material es acero estructural ASTM A36

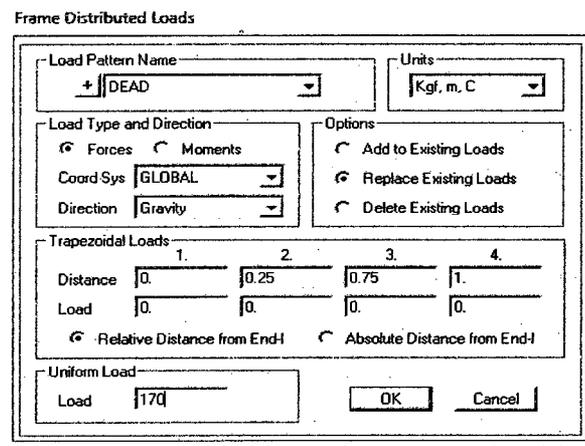


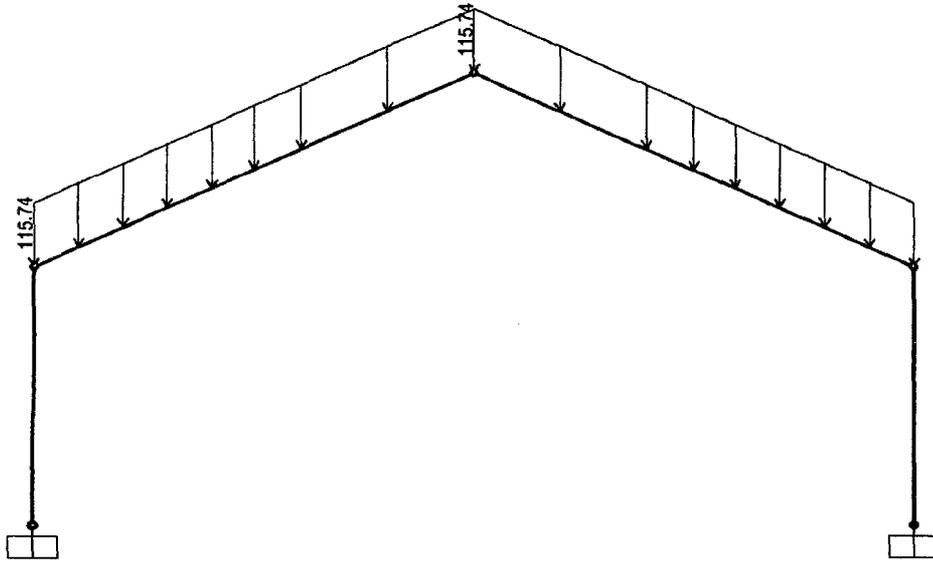
Introducimos la sección de los perfiles laminados con las secciones predefinidas por el programa, con la característica del material antes definido

## Introducción de Cargas

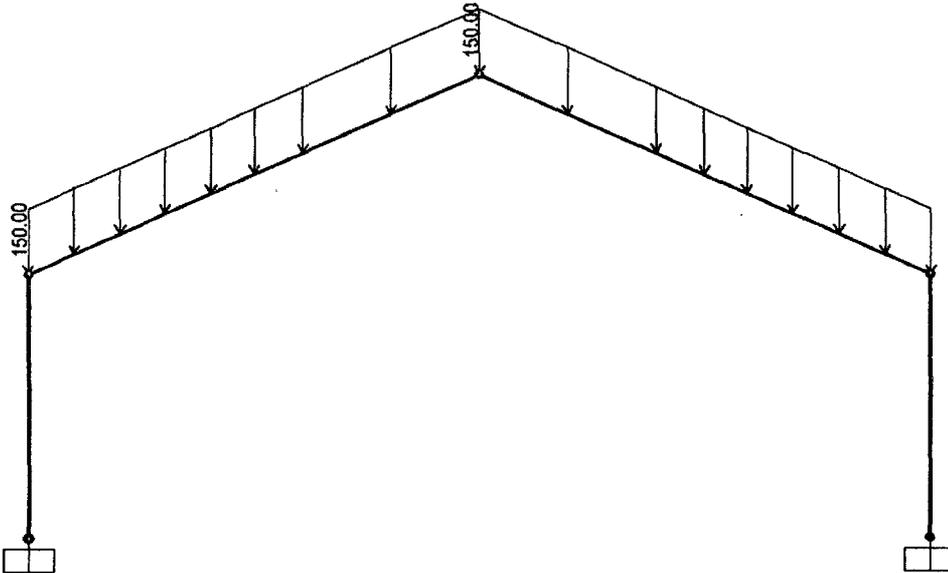


Introducimos una carga distribuida, calculada anteriormente a lo largo de la viga en Kg/m

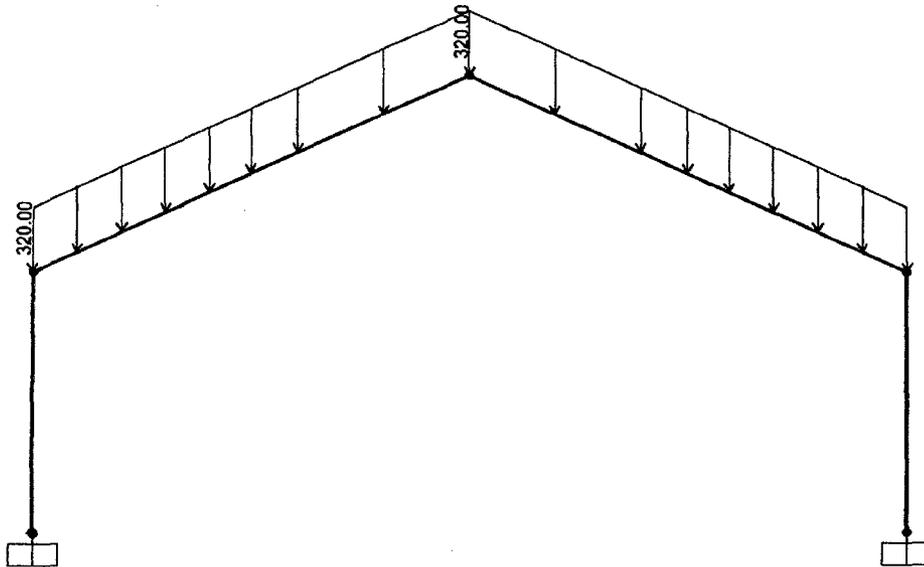




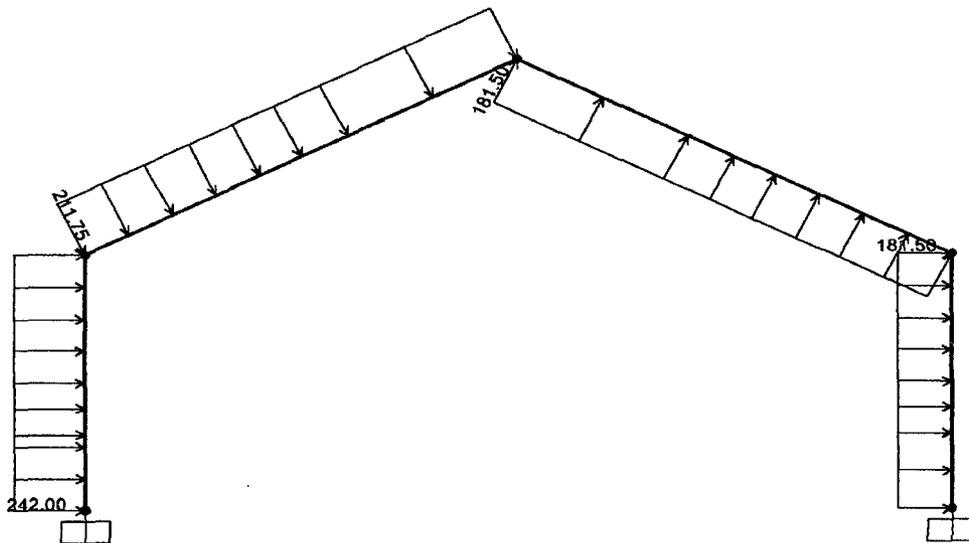
**Figura N° 23 :** Carga Muerta (D)



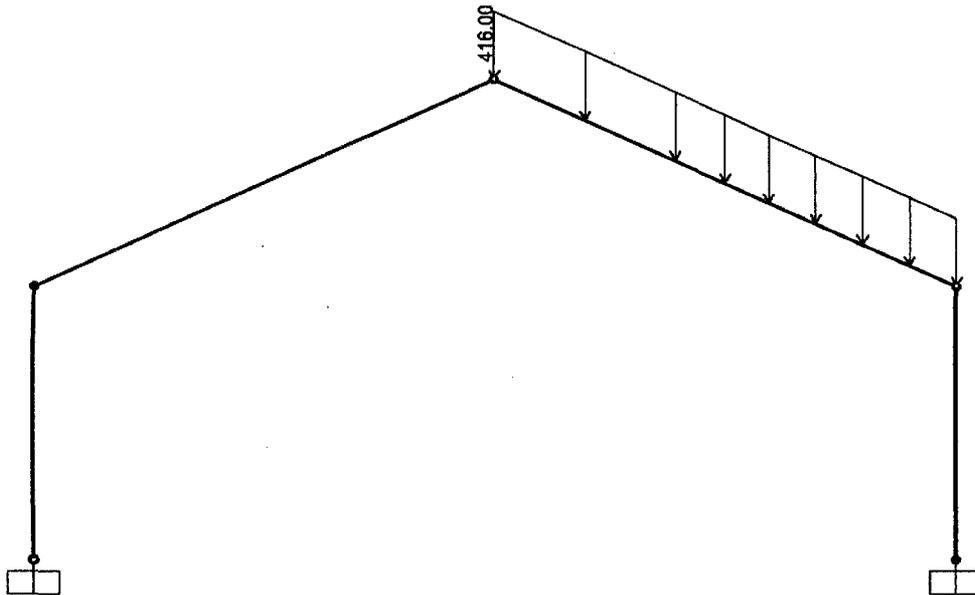
**Figura N° 24 :** Sobrecarga en el Techo (Lr)



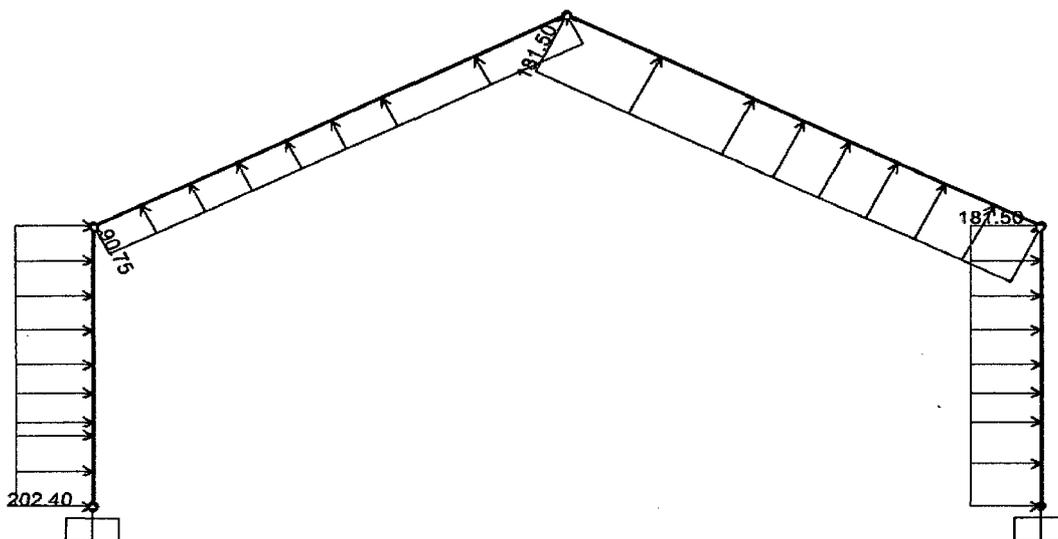
**Figura N° 25 :** Carga de Nieve Balanceada ( $S_b$ )



**Figura N° 26 :** Carga de Viento en el eje x ( $W_{x1}$ )



**Figura N° 27 :** Carga de Nieve Desbalanceada ( $S_d$ )



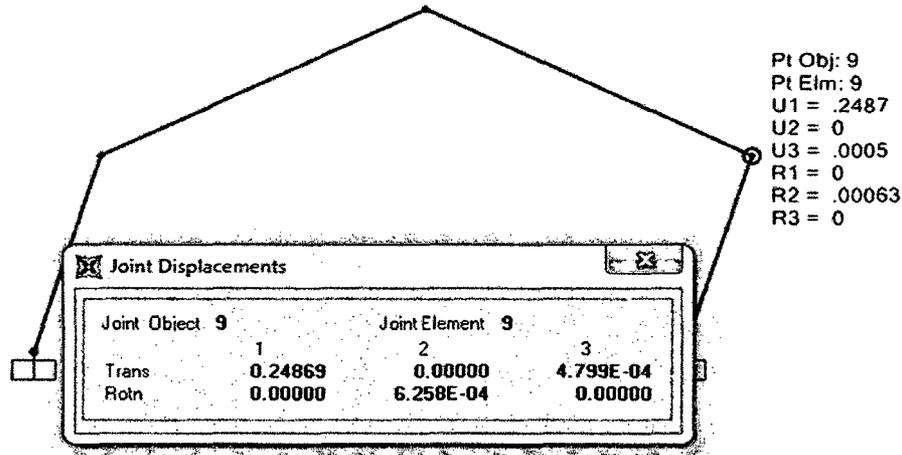
**Figura N° 28 :** Carga de Viento en el eje x ( $W_x2$ )

De manera similar se procede a cargar los pórticos reticulados, a continuación se desarrollan los cálculos para la selección de los perfiles adecuados, bajo la norma AISC-341

## 2.9.4 Análisis Estructural

### - Verificación de Desplazamientos Laterales:

La verificación de estos desplazamientos son tomados según norma E-030, en el caso de disponer de parámetros estipulados en los criterios de diseño, se tomaron estos parámetros para determinar las máximas deflexiones y desplazamientos.



**Figura N° 29 :** Desplazamiento por sismo en X

Desplazamiento por sismo X

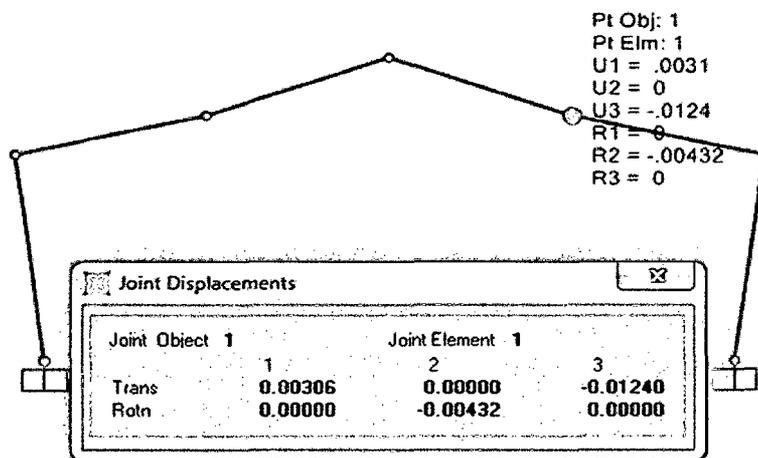
Nivel + 4.00 m  
 $\Delta x = 0.25$  cm  
 H = 4.00 m

$$\frac{0.75 \times \Delta \times R_x}{H} = 0.0045 < 0.010 \quad \text{Ok}$$

### - Verificación de Deflexiones:

Para el cálculo de las deflexiones verticales se utilizarán las combinaciones de carga en servicio, las cuales se calcularán con el programa sap 2000

### En viga de pórtico principal

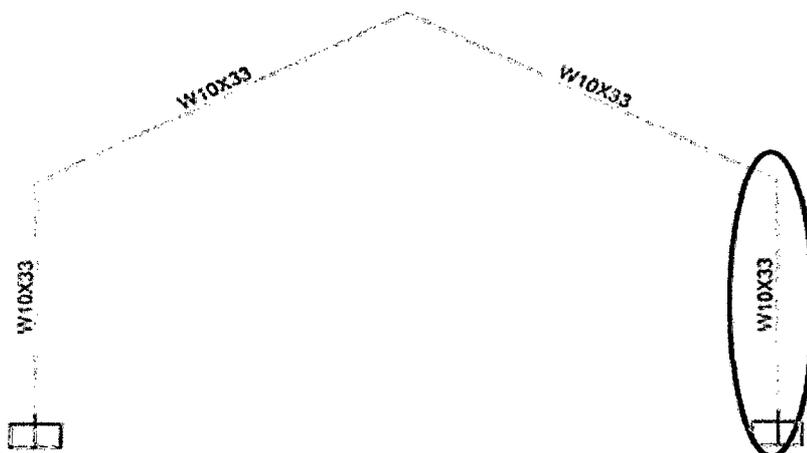


**Figura N° 30 :** Deflexión de viga debida a Cargas de Servicio

$L = 6.70 \text{ m}$   
 $\Delta = 1.24 \text{ cm}$

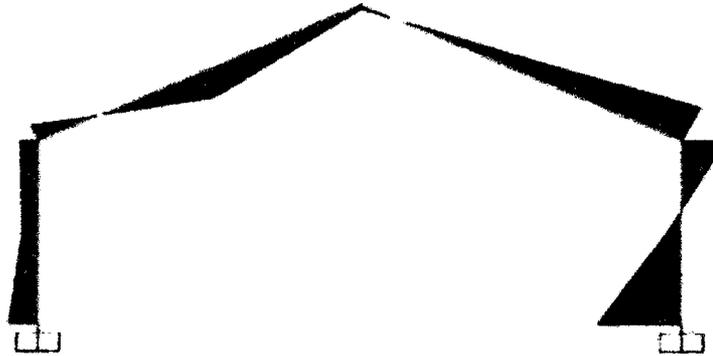
$\Rightarrow \Delta = 1.09 < \frac{L}{360} = 1.86 \text{ Ok}$

### 2.9.5 Análisis de Columnas

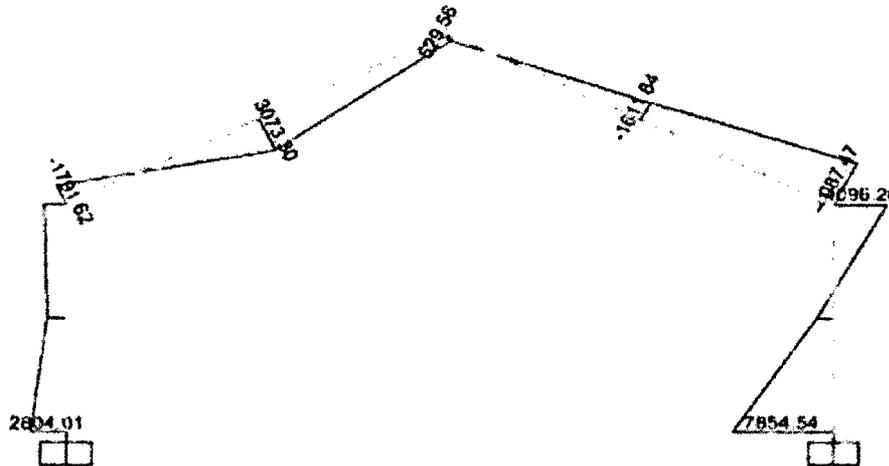


**Figura N° 31 :** Columna con mayor momento flector

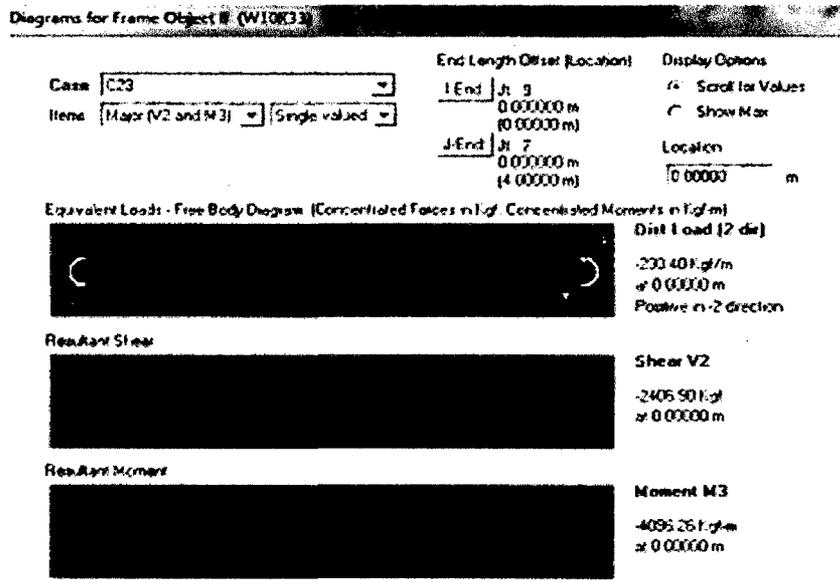
● **Columna con mayor Momento Flector**



**Figura N° 32 :** Diagrama de Momentos Flectores debidos a Comb. C23



**Figura N° 33 :** Diagrama de momentos flectores (valores)



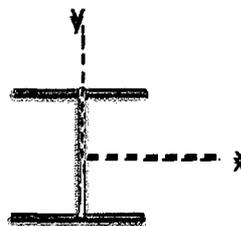


Combinación: C23

$P_u = 2130 \text{ Kg}$

$M_u = 7674 \text{ Kg-m}$

Suponiendo Perfil: W W10x26



Propiedades del perfil

$f_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$  (Esfuerzo de fluencia del acero)  
 $E = 2040000 \text{ Kg/cm}^2$  (Módulo de Elasticidad del acero)

$A = 49,10 \text{ cm}^2$

$I_x = 5993,73 \text{ cm}^4$	$I_y = 586,89 \text{ cm}^4$
$S_x = 457,20 \text{ cm}^3$	$S_y = 80,13 \text{ cm}^3$
$r_x = 11,05 \text{ cm}$	$r_y = 3,45 \text{ cm}$
$Z_x = 512,92 \text{ cm}^3$	$Z_y = 122,90 \text{ cm}^3$
$d = 26,16 \text{ cm}$	$bf = 14,66 \text{ cm}$
$tw = 0,66 \text{ cm}$	$tf = 1,12 \text{ cm}$

**- Diseño por Compresión:**

Esbelteces:

$L_x = 4,00 \text{ m}$	$bf/2tf = 6,56$ Esbeltez del ala
$L_y = 4,00 \text{ m}$	$\lambda_p = 10,8$ Límite sección compacta
$G_{ax} = 1,0$ (Empotrado)	$\lambda_r = 28,4$ Límite sección no compacta
$G_{bx} = 0,9$	$d/tw = 39,6$ Esbeltez del alma
$K_x = 1,3$	$\lambda_p = 107$ Límite sección compacta
$K_y = 1,0$ (Empotrado)	$\lambda_r = 162$ Límite sección no compacta
$KL_x/r_x = 47$	
$KL_y/r_y = 116$ (Controla)	

$$\Phi P_n > P_u$$

$$F_e = 1502 \text{ kg/cm}^2 > 0.44F_y = 1113 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ok}$$

$$F_{cr} = 1250 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = 61363 \text{ kg}$$

$$\Phi P_n = 52159 \text{ kg}$$

$$\frac{P_u}{\Phi P_n} = \frac{2130 \text{ Kg}}{52159 \text{ kg}} = 0,04 < 0,2 \quad \text{Ok}$$



### - Diseño por Flexión:

#### Estado limite de pandeo local

##### Pandeo local del alma

Relacion ancho espesor del alma

$$d/t_w = 39,6 < l_p = 106,7 \quad \text{Ok}$$

$$M_n = M_p = 12977 \text{ Kg-m}$$

##### Pandeo local del ala

$$b_f/2t_f = 6,56 < l_p = 10,8 \quad \text{Ok}$$

$$M_n = M_p = 12977 \text{ Kg-m}$$

##### Pandeo Lateral Torsional

$$L_b = 4,00 \text{ m}$$

$$L_p = 1,73 \text{ m}$$

$$h = 26,16 \text{ cm}$$

$$C_w = 100424 \text{ cm}^6$$

$$J = 9,19 \text{ cm}^4$$

$$r_{ts}^2 = 16,79 \text{ cm}^2$$

$$L_r = 5,17 \text{ m}$$

$$L_b = 4,00 \text{ m} < L_r = 5,17 \text{ m} \quad \text{Ok}$$

##### Conservadoramente:

$$C_b = 1,0$$

$$M_n = 9753 \text{ Kg-m} < M_n = M_p = 12977 \text{ Kg-m}$$

##### Luego:

$$M_n = 9753 \text{ Kg-m}$$

$$fM_n = 8778 \text{ Kg-m}$$

$$\frac{M_u}{fM_n} = \frac{7674 \text{ Kg-m}}{8778 \text{ Kg-m}} = 0,87$$

Evaluamos la siguiente ecuación de interacción:

$$0,5 \frac{P_u}{fP_n} + \frac{M_u}{fM_n} = 0,02 + 0,87 = 0,89 < 1,0 \quad \text{Ok}$$

Por lo tanto usamos: **W10x26**

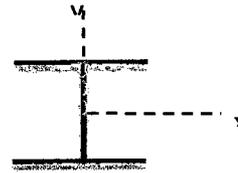


• Para la columna con mayor Carga axial

Combinación: C11

$P_u = 5192 \text{ Kg}$

$M_u = 4837 \text{ Kg-m}$



Suponiendo Perfil: W W10x26

Propiedades del perfil

$f_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$  (Esfuerzo de fluencia del acero)  
 $E = 2040000 \text{ Kg/cm}^2$  (Módulo de Elasticidad del acero)

$A = 49,10 \text{ cm}^2$

$I_x = 5993,73 \text{ cm}^4$	$I_y = 586,89 \text{ cm}^4$
$S_x = 457,20 \text{ cm}^3$	$S_y = 80,13 \text{ cm}^3$
$r_x = 11,05 \text{ cm}$	$r_y = 3,45 \text{ cm}$
$Z_x = 512,92 \text{ cm}^3$	$Z_y = 122,90 \text{ cm}^3$
$d = 26,16 \text{ cm}$	$bf = 14,66 \text{ cm}$
$tw = 0,66 \text{ cm}$	$tf = 1,12 \text{ cm}$

- Diseño por Compresión:

Esbelteces:

$L_x = 4,00 \text{ m}$	$bf/2tf = 6,56$ Esbeltez del ala
$L_y = 4,00 \text{ m}$	$\lambda_p = 10,8$ Límite sección compacta
$G_{ax} = 1,0$ (Empotrado)	$\lambda_r = 28,4$ Límite sección no compacta
$G_{bx} = 0,9$	$d/tw = 39,6$ Esbeltez del alma
$K_x = 1,3$	$\lambda_p = 107$ Límite sección compacta
$K_y = 1,0$ (Empotrado)	$\lambda_r = 162$ Límite sección no compacta
$KL_x/r_x = 47$	
$KL_y/r_y = 116$ (Controla)	

$$\Phi P_n > P_u$$

$$F_e = 1502 \text{ kg/cm}^2 > 0.44F_y = 1113 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ok}$$

$$F_{cr} = 1250 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = 61363 \text{ kg}$$

$$\Phi P_n = 52159 \text{ kg}$$

$$\frac{P_u}{\Phi P_n} = \frac{5192 \text{ Kg}}{52159 \text{ kg}} = 0,10 < 0,2 \quad \text{Ok}$$



**- Diseño por Flexión:**

**Estado limite de pandeo local**

**Pandeo local del alma**

Relacion ancho espesor del alma

$$d/t_w = 39,6 < l_p = 106,7 \quad \text{Ok}$$

$$M_n = M_p = 12977 \text{ Kg-m}$$

**Pandeo local del ala**

$$b_f/2t_f = 6,56 < l_p = 10,8 \quad \text{Ok}$$

$$M_n = M_p = 12977 \text{ Kg-m}$$

**Pandeo Lateral Torsional**

$$L_b = 4,00 \text{ m}$$

$$L_p = 1,73 \text{ m}$$

$$h = 26,16 \text{ cm}$$

$$C_w = 100424 \text{ cm}^6$$

$$J = 9,19 \text{ cm}^4$$

$$r_{ts}^2 = 16,79 \text{ cm}^2$$

$$L_r = 5,17 \text{ m}$$

$$L_b = 4,00 \text{ m} < L_r = 5,17 \text{ m} \quad \text{Ok}$$

Conservadoramente:

$$C_b = 1,0$$

$$M_n = 9753 \text{ Kg-m} < M_n = M_p = 12977 \text{ Kg-m}$$

Luego:

$$M_n = 9753 \text{ Kg-m}$$

$$fM_n = 8778 \text{ Kg-m}$$

$$\frac{M_u}{fM_n} = \frac{4837 \text{ Kg-m}}{8778 \text{ Kg-m}} = 0,55$$

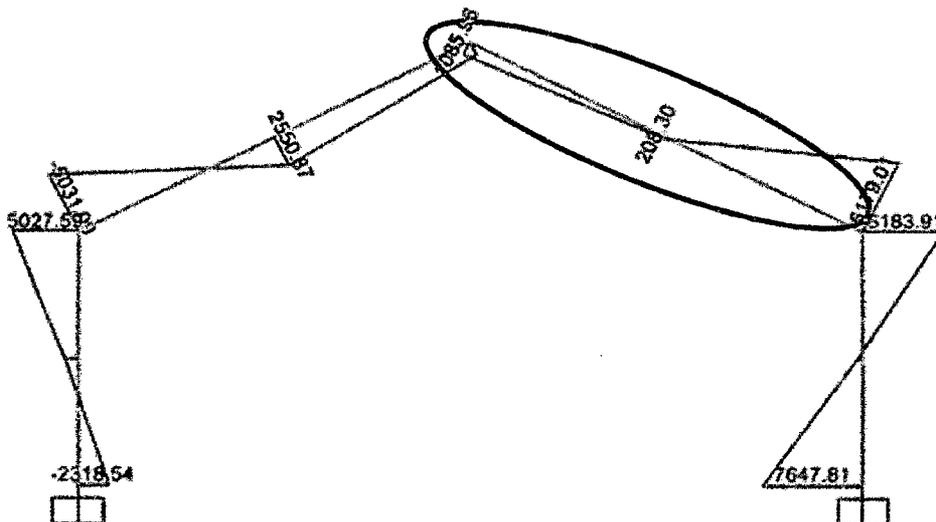
Evaluamos la siguiente ecuación de interacción:

$$0,5 \frac{P_u}{fP_n} + \frac{M_u}{fM_n} = 0,05 + 0,55 = 0,60 < 1,0 \quad \text{Ok}$$

Por lo tanto usamos: **W10x26**

## 2.9.6 Diseño de Vigas

- Viga de pórtico principal



**Figura N° 34 :** Diagrama de Momentos Flectores debidos a Comb. C11

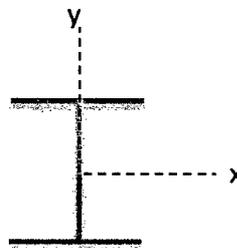
Combinación: C11

$P_u = 4904 \text{ Kg}$

$M_u = 6179 \text{ Kg-m}$

$V_u = 2725 \text{ Kg}$

Suponiendo Perfil: W W10x33



Propiedades del perfil

$A =$	62.65 cm <sup>2</sup>	$I_y =$	1523.41 cm <sup>4</sup>
$I_x =$	7117.56 cm <sup>4</sup>	$S_y =$	150.76 cm <sup>3</sup>
$S_x =$	573.55 cm <sup>3</sup>	$r_y =$	4.93 cm
$r_x =$	10.64 cm	$Z_y =$	229.42 cm <sup>3</sup>
$Z_x =$	635.82 cm <sup>3</sup>	$b_f =$	20.22 cm
$d =$	24.71 cm	$t_f =$	1.10 cm
$t_w =$	0.74 cm		

Esbelteces:

$L_x = 3.68 \text{ m}$

$L_y = 3.68 \text{ m}$

$G_{ax} = 1.0$  (Empotrado)

$G_{bx} = 0.9$

$K_x = 1.3$

$K_y = 1.0$  (Empotrado)

$KL_x/r_x = 45$

$KL_y/r_y = 75$  (Controla)



### - Diseño por Flexión:

#### Estado límite de pandeo local

##### Pandeo local del alma

$$\begin{aligned} \text{Relación ancho espesor del alma} \\ d/t_w = 33.6 < l_p = 106.7 \quad \text{Ok} \\ M_n = M_p = 16086 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

##### Pandeo local del ala

$$\begin{aligned} b_f/2t_f = 9.15 < l_p = 10.8 \quad \text{Ok} \\ M_n = M_p = 16086 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

##### Pandeo Lateral Torsional

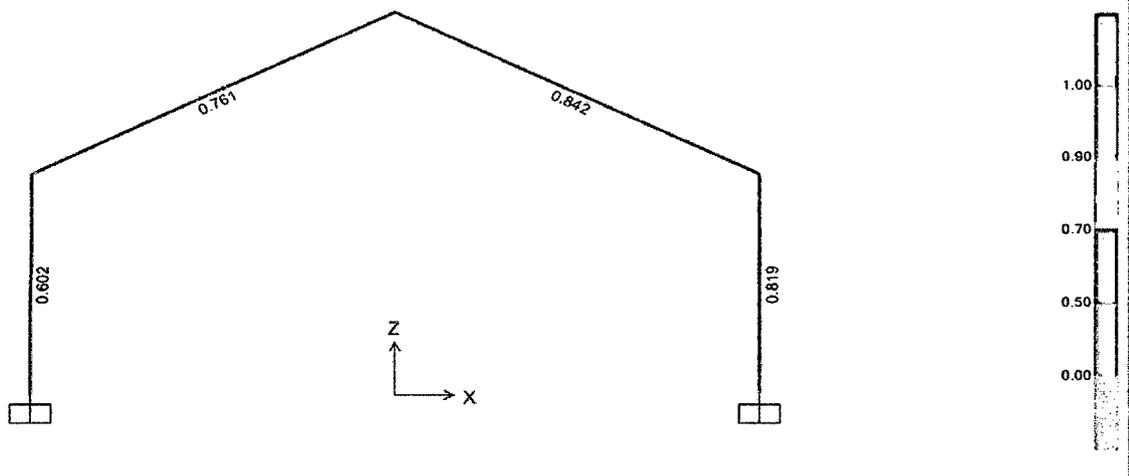
$$\begin{aligned} L_b &= 1.00 \text{ m} \quad (\text{Conservadoramente}) \\ L_p &= 2.46 \text{ m} \\ L_b &< L_p \end{aligned}$$

Luego:

$$\begin{aligned} M_n = M_p &= 16086 \text{ Kg-m} \\ \phi M_n &= 14478 \text{ Kg-m} > M_u = 6179 \text{ Kg-m} \quad \text{Ok} \\ \text{Ratio} &= 0.43 \end{aligned}$$

Por lo tanto usamos: **W10x22**

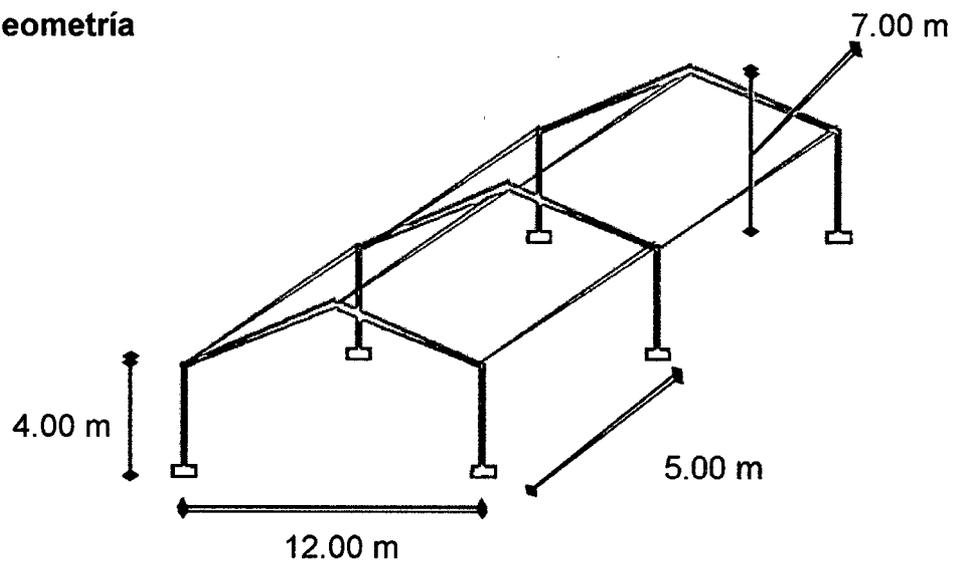
### 2.9.7 Análisis de ratios



**Figura N° 35 :** Ratios Demanda Capacidad, pórtico rígido

### 3.0 Análisis de Pórtico Reticulado

#### 3.1 Geometría



- Ángulo de Inclinación del techo ( $\Theta$ ) =  $27^\circ$
- Número de correas = 6 (En Toda la longitud por tramo)
- Espaciamiento entre correas = 1.30 m

#### 3.2 Cálculos

##### 3.2.1 Pórtico Reticulado

##### 3.2.2 Modelo 3D

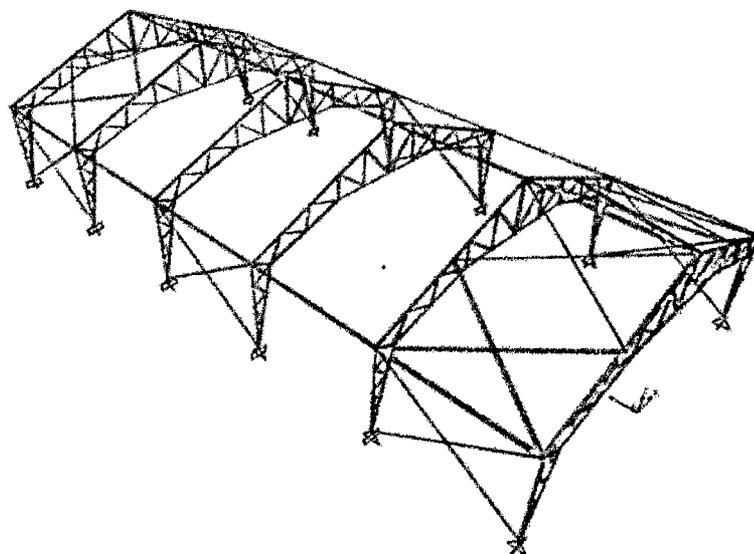
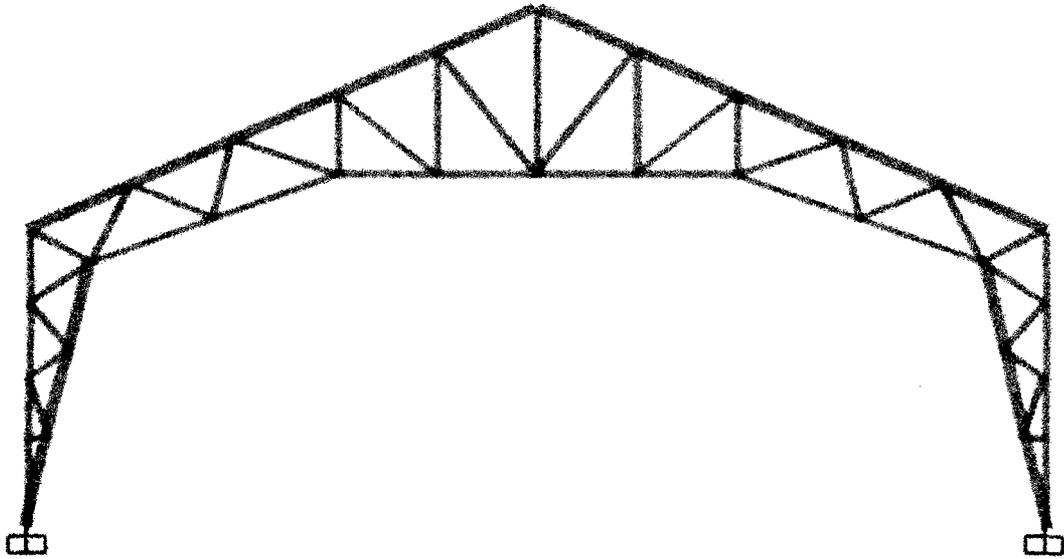
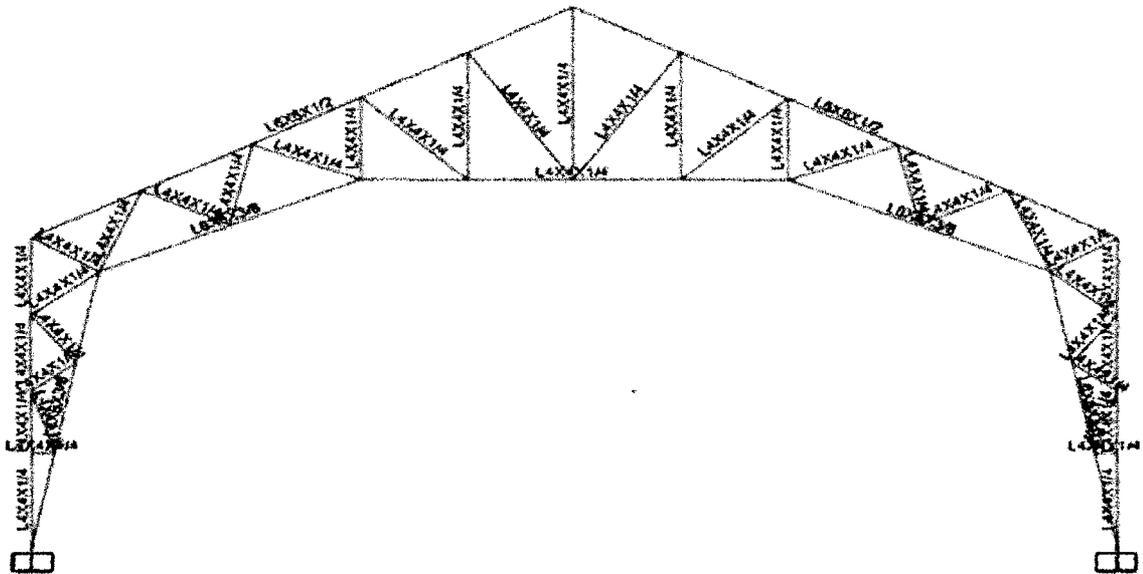


Fig. 36. Vista 3D Modelo



**Fig. 37. Pórtico Típico**



**Fig. 38. Pórtico Típico Elementos frame**

### 3.2.3 Cargas Sometidas en el modelo

- Carga Muerta (D)

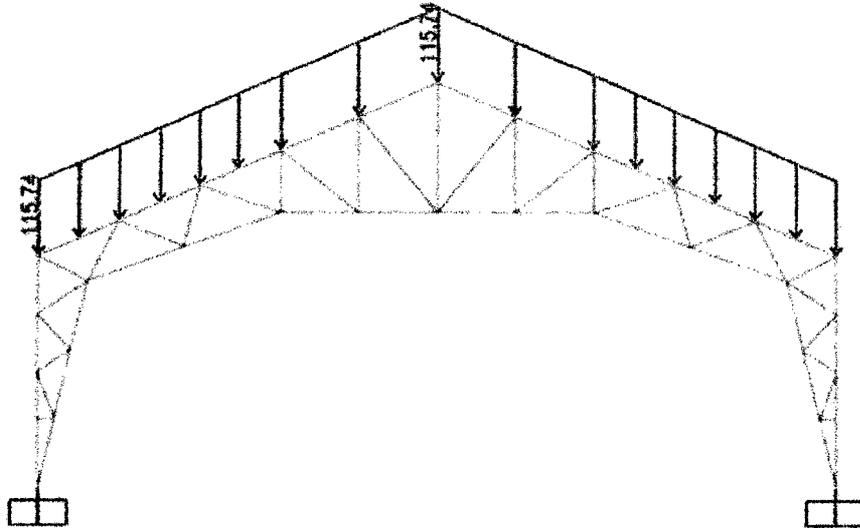


Fig. 39. Carga Muerta (D)

- Sobrecarga en el Techo (Lr)

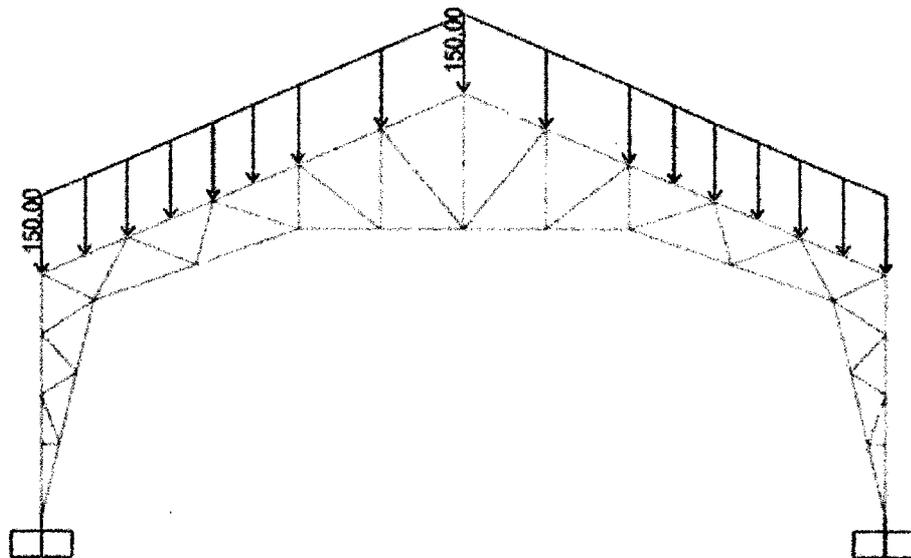


Fig. 40. Sobrecarga en el Techo (Lr)

● Viento en la dirección X modo 1(Wx1)

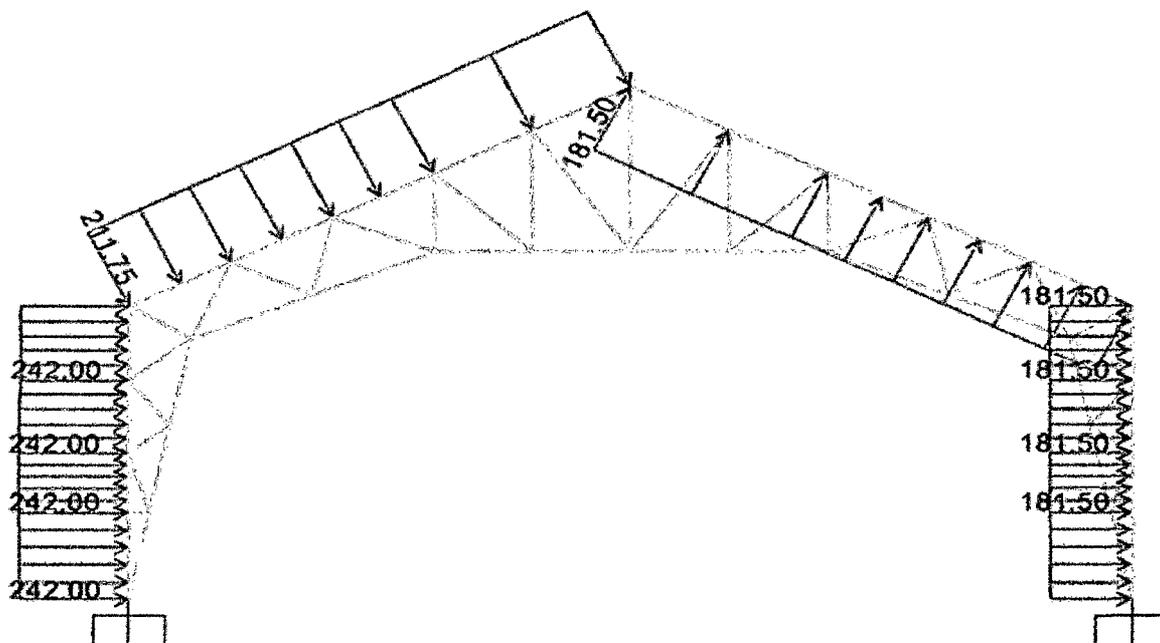


Fig. 41. Viento en la dirección X modo 1(Wx1)

● Viento en la dirección X modo 2 (Wx2)

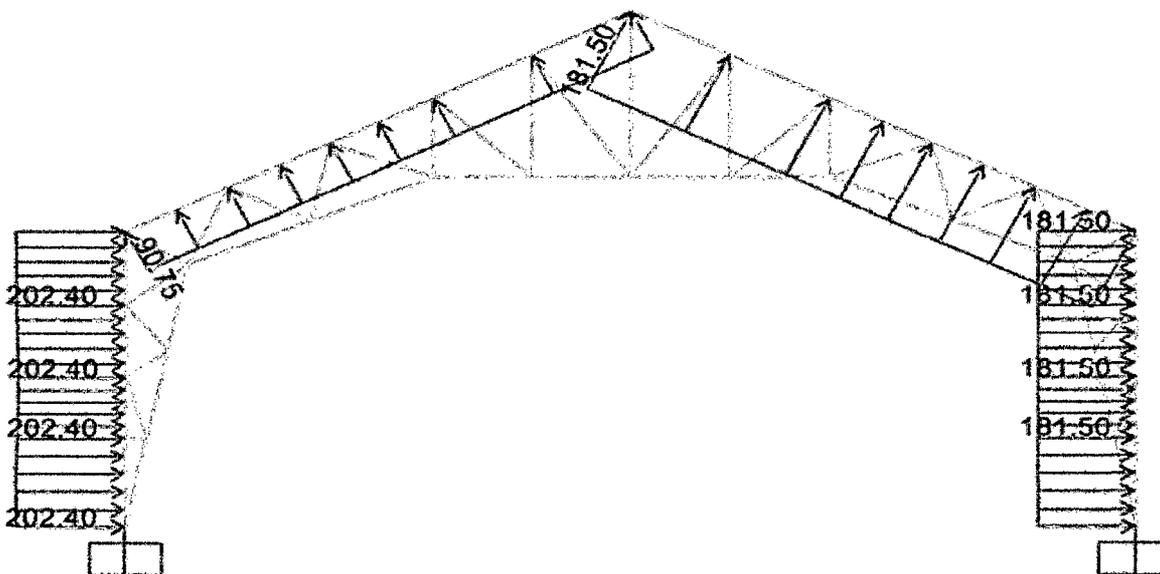
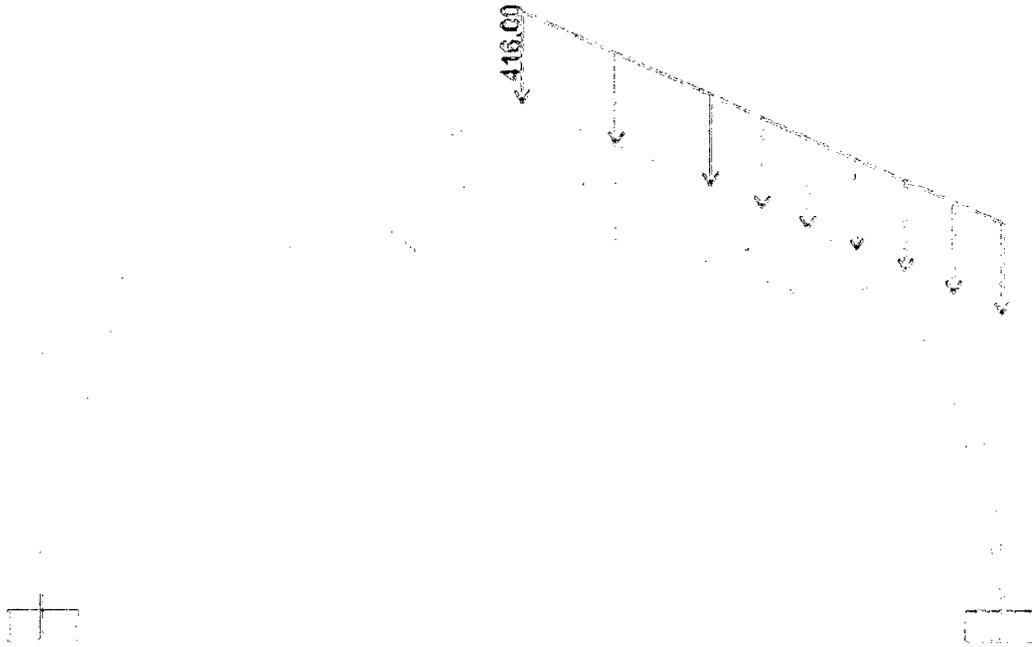


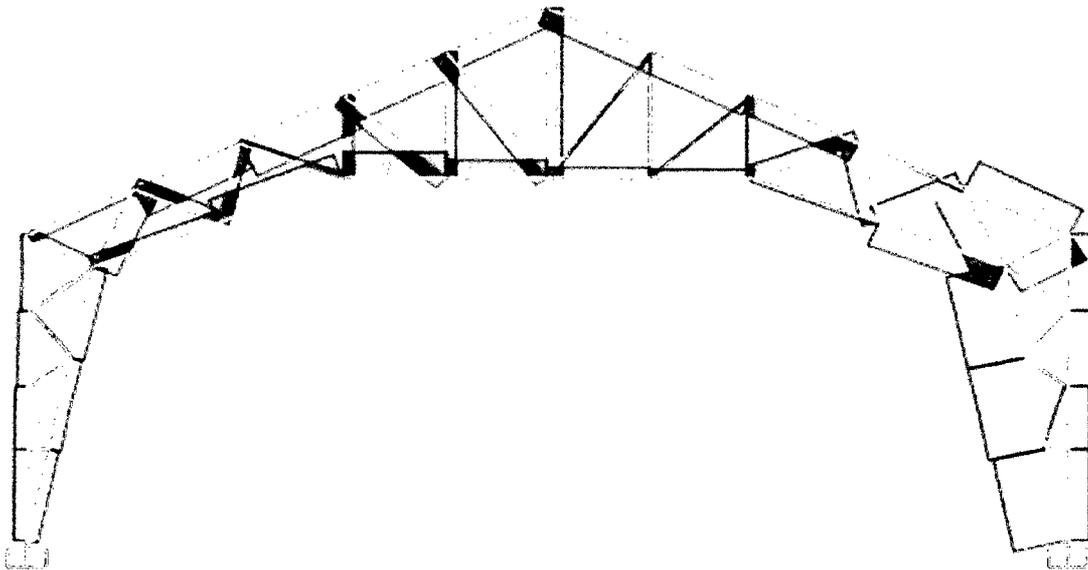
Fig. 42. Viento en la dirección X modo 2 (Wx2)

### ● Carga de Nieve Desbalanceada (Sd)



*Fig. 43. Carga de Nieve Desbalanceada (Sd)*

### 3.2.4 Fuerzas internas Tracción y compresión





### CAPÍTULO III. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

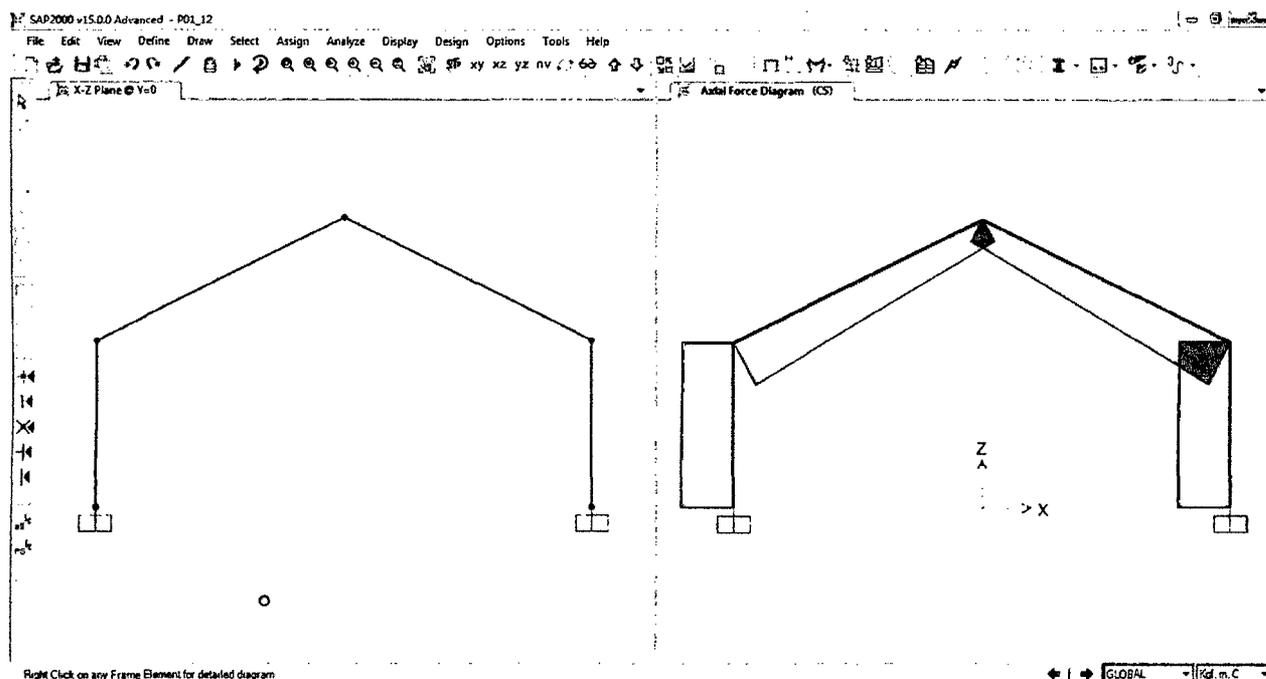
Los siguientes resultados, son datos obtenidos del programa sap 2000.

#### PÓRTICO CON NUDOS RÍGIDOS

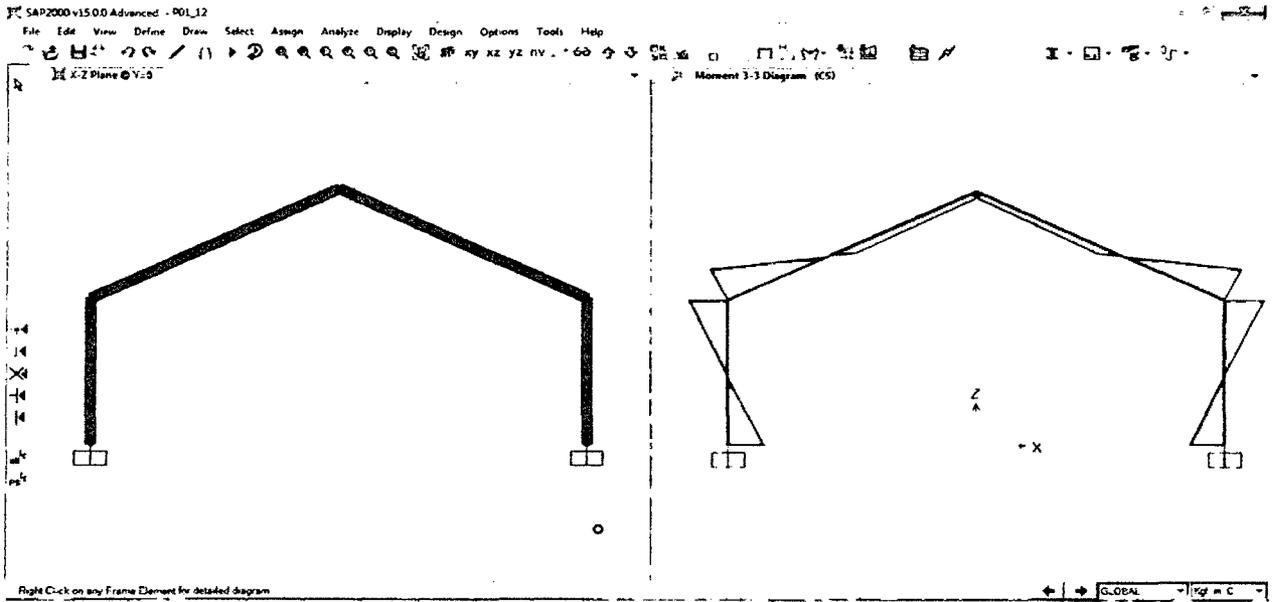
##### PESO DE LA ESTRUCTURA

TABLE: Base Reactions					
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf
DEAD	LinStatic		0.00	0.00	825.31
D	LinStatic		0.00	0.00	1552.82
Lr	LinStatic		0.00	0.00	2012.46
Sb	LinStatic		0.00	0.00	4293.25
Wx1	LinStatic		-2873.75	0.00	181.50
Ex	LinRespSpec	Max	498.05	0.00	0.00
Sd	LinStatic		0.00	0.00	2790.61
Wx2	LinStatic		-1807.85	0.00	-1633.50
CS	Combination		0.00	0.00	8683.83

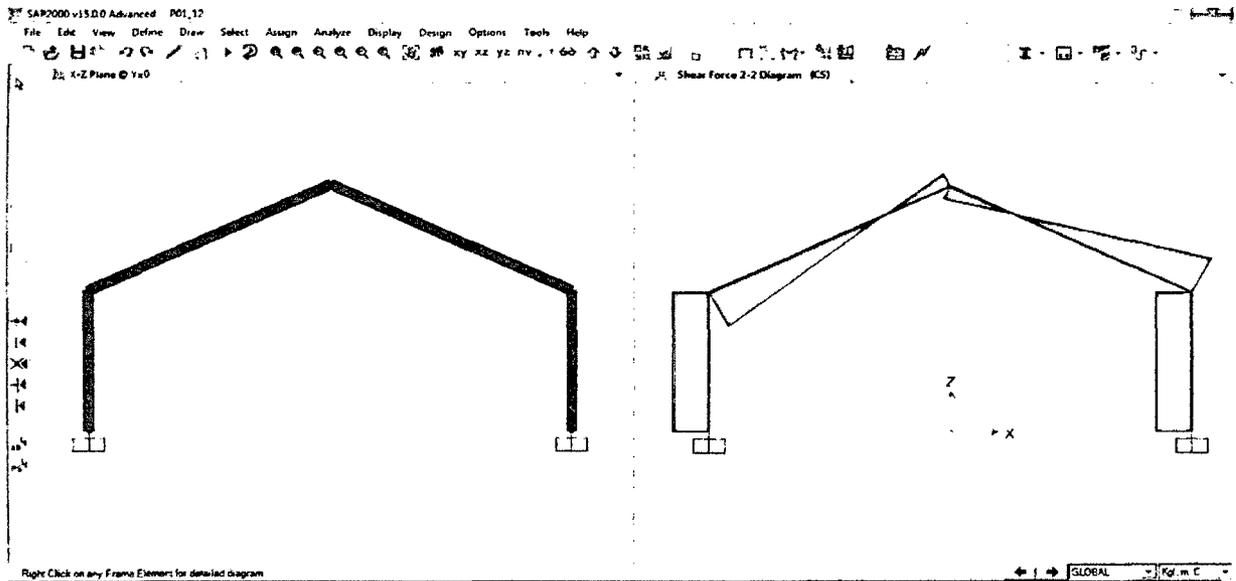
**Tabla N° 6 : Reacciones Globales Pórtico Rígido**



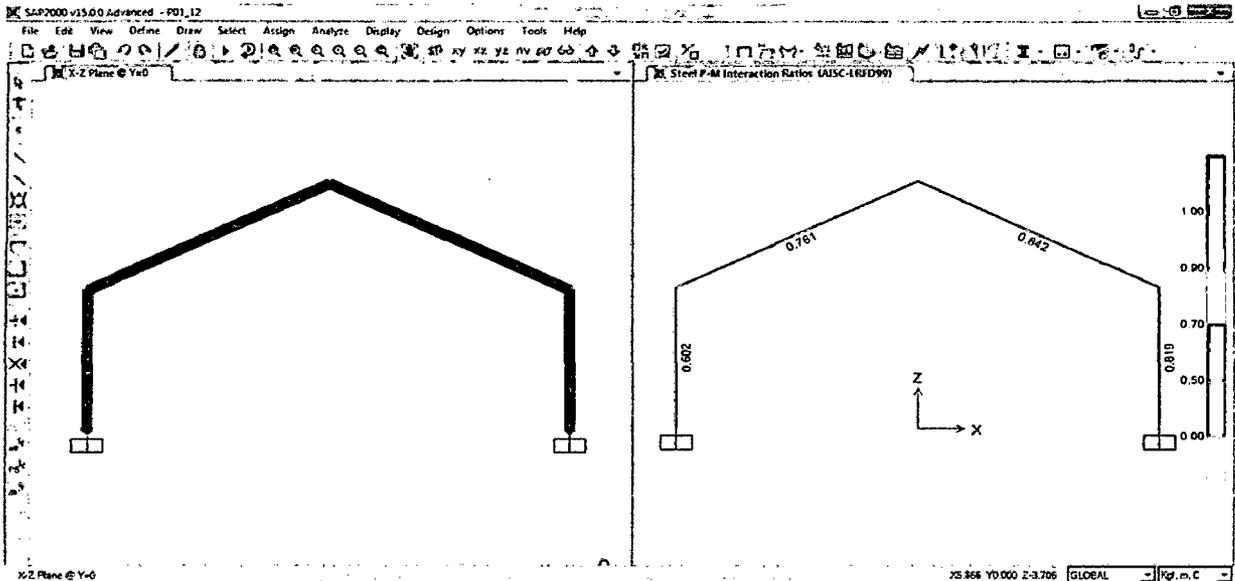
**Fig. 46. Fuerza Axial en el pórtico**



**Fig. 47. Momento Flector en el pórtico**



**Fig. 48. Fuerza Cortante en el pórtico**



**Fig. 49. Ratios Demanda Capacidad Pórtico Rígido**

### Desplazamientos

#### Desplazamientos por Sismo en X

TABLE: Joint Displacements									
Joint	Outca	Case	Step	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm	Rad	Rad	Rad
8	Ex	LinEsp	Max	0.261	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000
9	Ex	LinEsp	Max	0.261	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000
10	Ex	LinEsp	Max	0.262	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

**Tabla N° 7 : Desplaz. Por Sismo x**

#### Desplazamientos por Viento en X

TABLE: Joint Displacements									
Joint	Outca	Case	U1	U2	U3	R1	R2	R3	
Text	Text	Text	cm	cm	cm	Rad	Rad	Rad	
8	Wx1	LinStat	1.141	0.000	-0.002	0.000	0.003	0.000	
8	Wx2	LinStat	0.621	0.000	0.003	0.000	0.001	0.000	
9	Wx1	LinStat	1.143	0.000	0.001	0.000	0.003	0.000	
9	Wx2	LinStat	0.353	0.000	0.003	0.000	0.001	0.000	
10	Wx1	LinStat	1.144	0.000	-0.004	0.000	-0.003	0.000	
10	Wx2	LinStat	0.488	0.000	0.282	0.000	-0.001	0.000	

**Tabla N° 8 : Desplaz. Por Viento x**



### Desplazamientos por carga de Nieve

TABLE: Joint Displacements								
Joint	Outca	Case	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	cm	cm	cm	Rad	Rad	Rad
8	Sb	LinStat	-0,464	0,000	-0,009	0,000	0,000	0,000
8	Sd	LinStat	-0,546	0,000	-0,003	0,000	-0,001	0,000
9	Sb	LinStat	0,464	0,000	-0,009	0,000	0,000	0,000
9	Sd	LinStat	0,057	0,000	-0,009	0,000	-0,001	0,000
10	Sb	LinStat	0,000	0,000	-0,959	0,000	0,000	0,000
10	Sd	LinStat	-0,243	0,000	-0,623	0,000	0,002	0,000

**Tabla N° 9 : Desplaz. Por Carga de Nieve**

### Desplazamientos por Sobrecarga Lr

TABLE: Joint Displacements								
Joint	Outca	Case	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	cm	cm	cm	Rad	Rad	Rad
8	Lr	LinStat	-0,217	0,000	-0,004	0,000	0,000	0,000
9	Lr	LinStat	0,217	0,000	-0,004	0,000	0,000	0,000
10	Lr	LinStat	0,000	0,000	-0,449	0,000	0,000	0,000

**Tabla N° 10 : Desplaz. Por Sobrecarga Lr**

### Desplazamientos por carga Muerta

TABLE: Joint Displacements								
Joint	Outca	Case	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	cm	cm	cm	Rad	Rad	Rad
8	DEAD	LinStat	-0,056	0,000	-0,001	0,000	0,000	0,000
8	D	LinStat	-0,168	0,000	-0,003	0,000	0,000	0,000
9	DEAD	LinStat	0,056	0,000	-0,001	0,000	0,000	0,000
9	D	LinStat	0,168	0,000	-0,003	0,000	0,000	0,000
10	DEAD	LinStat	0,000	0,000	-0,116	0,000	0,000	0,000
10	D	LinStat	0,000	0,000	-0,347	0,000	0,000	0,000

**Tabla N° 11 : Desplazamientos por Carga Muerta**



## Fuerzas Internas de los elementos Frames

TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	Stati	Outp	Case	Step	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf-m
72	0	DEAD	LinStatic		-352	-120	-228
72	2	DEAD	LinStatic		-286	-120	13
72	4	DEAD	LinStatic		-220	-120	253
72	0	D	LinStatic		-776	-423	-803
72	2	D	LinStatic		-776	-423	44
72	4	D	LinStatic		-776	-423	891
72	0	Lr	LinStatic		-1006	-549	-1040
72	2	Lr	LinStatic		-1006	-549	57
72	4	Lr	LinStatic		-1006	-549	1155
72	0	Sb	LinStatic		-2147	-1171	-2219
72	2	Sb	LinStatic		-2147	-1171	123
72	4	Sb	LinStatic		-2147	-1171	2464
72	0	Wx1	LinStatic		-413	1491	3362
72	2	Wx1	LinStatic		-413	1007	865
72	4	Wx1	LinStatic		-413	523	-665
72	0	Ex	LinRespSpec		117	257	699
72	2	Ex	LinRespSpec		117	257	185
72	4	Ex	LinRespSpec		117	257	329
72	0	Sd	LinStatic		-635	-761	-1816
72	2	Sd	LinStatic		-635	-761	-294
72	4	Sd	LinStatic		-635	-761	1228
72	0	Wx2	LinStatic		783	1314	2390
72	2	Wx2	LinStatic		783	909	168
72	4	Wx2	LinStatic		783	504	-1246
72	0	C1	Combination		-1580	-761	-1443
72	2	C1	Combination		-1488	-761	80
72	4	C1	Combination		-1396	-761	1602
72	0	C2	Combination		-1857	-927	-1757
72	2	C2	Combination		-1778	-927	97
72	4	C2	Combination		-1699	-927	1951
72	0	C3	Combination		-2427	-1238	-2346
72	2	C3	Combination		-2348	-1238	130
72	4	C3	Combination		-2270	-1238	2605
72	0	C4	Combination		-1672	-1033	-2145
72	2	C4	Combination		-1593	-1033	-79
72	4	C4	Combination		-1514	-1033	1987
72	0	C5	Combination		-2964	-1531	-2901
72	2	C5	Combination		-2885	-1531	160
72	4	C5	Combination		-2806	-1531	3221
72	0	C6	Combination		-4789	-2526	-4787
72	2	C6	Combination		-4710	-2526	264



TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	Stati	Outp	Case	Step	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf-m
72	4	C6	Combination		-4631	-2526	5316
72	0	C7	Combination		-2371	-1870	-4142
72	2	C7	Combination		-2292	-1870	-402
72	4	C7	Combination		-2213	-1870	3338
72	0	C8	Combination		-3294	-338	-211
72	2	C8	Combination		-3215	-725	852
72	4	C8	Combination		-3137	-1112	2690
72	0	C9	Combination		-2337	-479	-988
72	2	C9	Combination		-2259	-803	294
72	4	C9	Combination		-2180	-1127	2225
72	0	C11	Combination		-5119	-1333	-2097
72	2	C11	Combination		-5040	-1720	956
72	4	C11	Combination		-4961	-2107	4784
72	0	C12	Combination		-4162	-1475	-2875
72	2	C12	Combination		-4083	-1798	398
72	4	C12	Combination		-4004	-2122	4319
72	0	C13	Combination		-2701	-677	-1452
72	2	C13	Combination		-2622	-1065	290
72	4	C13	Combination		-2543	-1452	2806
72	0	C14	Combination		-1744	-819	-2230
72	2	C14	Combination		-1665	-1143	-268
72	4	C14	Combination		-1586	-1467	2342
72	0	C17	Combination		-1684	540	1453
72	2	C17	Combination		-1606	153	760
72	4	C17	Combination		-1527	-234	841
72	0	C18	Combination		-728	399	676
72	2	C18	Combination		-649	75	202
72	4	C18	Combination		-570	-249	377
72	0	C20	Combination		-2518	1458	3623
72	2	C20	Combination		-2439	684	1481
72	4	C20	Combination		-2360	-90	887
72	0	C21	Combination		-604	1175	2068
72	2	C21	Combination		-525	528	365
72	4	C21	Combination		-446	-120	-42
72	0	C23	Combination		-3088	1147	3034
72	2	C23	Combination		-3009	373	1513
72	4	C23	Combination		-2930	-401	1542
72	0	C24	Combination		-1174	864	1479
72	2	C24	Combination		-1095	217	398
72	4	C24	Combination		-1017	-431	612
72	0	C25	Combination		-2332	1352	3235
72	2	C25	Combination		-2254	578	1305
72	4	C25	Combination		-2175	-197	924



TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	Stati	Outp	Case	Step	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf-m
72	0	C26	Combination		-419	1069	1680
72	2	C26	Combination		-340	421	190
72	4	C26	Combination		-261	-226	-6
72	0	C29	Combination		-2015	1733	4143
72	2	C29	Combination		-1936	958	1452
72	4	C29	Combination		-1857	184	310
72	0	C30	Combination		-101	1450	2588
72	2	C30	Combination		-22	802	337
72	4	C30	Combination		57	154	-620
72	0	C32	Combination		-1667	-630	-981
72	2	C32	Combination		-1588	-630	278
72	4	C32	Combination		-1509	-630	2195
72	0	C32	Combination		-1900	-1144	-2380
72	2	C32	Combination		-1821	-1144	-92
72	4	C32	Combination		-1742	-1144	1537
72	0	C33	Combination		-1364	-548	-900
72	2	C33	Combination		-1285	-548	195
72	4	C33	Combination		-1207	-548	1948
72	0	C33	Combination		-1598	-1062	-2299
72	2	C33	Combination		-1519	-1062	-176
72	4	C33	Combination		-1440	-1062	1290
72	0	C36	Combination		-1676	1896	4452
72	2	C36	Combination		-1617	1121	1435
72	4	C36	Combination		-1558	347	-33
72	0	C37	Combination		237	1613	2897
72	2	C37	Combination		297	965	320
72	4	C37	Combination		356	317	-963
72	0	C39	Combination		-899	-232	-228
72	2	C39	Combination		-840	-232	236
72	4	C39	Combination		-780	-232	1359
72	0	C39	Combination		-1132	-746	-1627
72	2	C39	Combination		-1073	-746	-134
72	4	C39	Combination		-1014	-746	701
72	0	CS	Combination		-4281	-2263	-4290
72	2	CS	Combination		-4215	-2263	237
72	4	CS	Combination		-4150	-2263	4763
86	0	DEAD	LinStatic		-206	-143	-253
86	3,354	DEAD	LinStatic		-157	-45	63
86	6,708	DEAD	LinStatic		-108	54	48
86	0	D	LinStatic		-726	-505	-891
86	3,354	D	LinStatic		-552	-158	221
86	6,708	D	LinStatic		-379	189	168
86	0	Lr	LinStatic		-941	-655	-1155



TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	Stati	Outp	Case	Step	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf-m
86	3,354	Lr	LinStatic		-716	-205	286
86	6,708	Lr	LinStatic		-491	245	217
86	0	Sb	LinStatic		-2007	-1396	-2464
86	3,354	Sb	LinStatic		-1527	-436	610
86	6,708	Sb	LinStatic		-1047	524	464
86	0	Wx1	LinStatic		283	-603	665
86	3,354	Wx1	LinStatic		283	107	1497
86	6,708	Wx1	LinStatic		283	817	-54
86	0	Ex	LinRespSpec		163	49	329
86	3,354	Ex	LinRespSpec		163	49	164
86	6,708	Ex	LinRespSpec		163	49	0
86	0	Sd	LinStatic		-965	-228	-1228
86	3,354	Sd	LinStatic		-965	-228	-463
86	6,708	Sd	LinStatic		-965	-228	301
86	0	Wx2	LinStatic		801	475	1246
86	3,354	Wx2	LinStatic		801	171	163
86	6,708	Wx2	LinStatic		801	-134	101
86	0	C1	Combination		-1305	-908	-1602
86	3,354	C1	Combination		-993	-284	396
86	6,708	C1	Combination		-681	340	301
86	0	C2	Combination		-1589	-1105	-1951
86	3,354	C2	Combination		-1209	-345	483
86	6,708	C2	Combination		-829	414	367
86	0	C3	Combination		-2122	-1476	-2605
86	3,354	C3	Combination		-1615	-461	645
86	6,708	C3	Combination		-1107	554	490
86	0	C4	Combination		-1601	-892	-1987
86	3,354	C4	Combination		-1333	-357	108
86	6,708	C4	Combination		-1066	178	409
86	0	C5	Combination		-2624	-1825	-3221
86	3,354	C5	Combination		-1996	-571	797
86	6,708	C5	Combination		-1369	684	606
86	0	C6	Combination		-4330	-3012	-5316
86	3,354	C6	Combination		-3294	-941	1315
86	6,708	C6	Combination		-2259	1130	1000
86	0	C7	Combination		-2662	-1143	-3338
86	3,354	C7	Combination		-2395	-608	-402
86	6,708	C7	Combination		-2127	-73	740
86	0	C8	Combination		-2398	-2308	-2690
86	3,354	C8	Combination		-1770	-485	1994
86	6,708	C8	Combination		-1143	1338	563
86	0	C9	Combination		-1983	-1446	-2225
86	3,354	C9	Combination		-1355	-434	927



TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	Stati	Outp	Case	Step	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf-m
86	6,708	C9	Combination		-728	577	687
86	0	C11	Combination		-4104	-3495	-4784
86	3,354	C11	Combination		-3068	-856	2513
86	6,708	C11	Combination		-2033	1783	957
86	0	C12	Combination		-3689	-2633	-4319
86	3,354	C12	Combination		-2654	-805	1446
86	6,708	C12	Combination		-1618	1022	1081
86	0	C13	Combination		-2436	-1626	-2806
86	3,354	C13	Combination		-2168	-522	796
86	6,708	C13	Combination		-1901	581	698
86	0	C14	Combination		-2021	-763	-2342
86	3,354	C14	Combination		-1754	-472	-271
86	6,708	C14	Combination		-1486	-180	822
86	0	C17	Combination		-892	-1261	-841
86	3,354	C17	Combination		-625	-158	1537
86	6,708	C17	Combination		-357	946	215
86	0	C18	Combination		-478	-398	-377
86	3,354	C18	Combination		-210	-107	470
86	6,708	C18	Combination		57	185	339
86	0	C20	Combination		-1136	-2071	-887
86	3,354	C20	Combination		-756	-174	2877
86	6,708	C20	Combination		-376	1722	281
86	0	C21	Combination		-307	-346	42
86	3,354	C21	Combination		73	-73	743
86	6,708	C21	Combination		453	200	529
86	0	C23	Combination		-1670	-2441	-1542
86	3,354	C23	Combination		-1162	-290	3039
86	6,708	C23	Combination		-655	1861	404
86	0	C24	Combination		-840	-717	-612
86	3,354	C24	Combination		-333	-189	905
86	6,708	C24	Combination		175	339	652
86	0	C25	Combination		-1148	-1857	-924
86	3,354	C25	Combination		-881	-186	2503
86	6,708	C25	Combination		-613	1485	323
86	0	C26	Combination		-319	-132	6
86	3,354	C26	Combination		-52	-84	369
86	6,708	C26	Combination		216	-36	571
86	0	C29	Combination		-666	-1743	-310
86	3,354	C29	Combination		-398	-72	2734
86	6,708	C29	Combination		-131	1599	173
86	0	C30	Combination		163	-18	620
86	3,354	C30	Combination		431	30	601
86	6,708	C30	Combination		698	78	421



TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	Stati	Outp	Case	Step	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf-m
86	0	C32	Combination		-1357	-1008	-1537
86	3,354	C32	Combination		-994	-281	626
86	6,708	C32	Combination		-630	446	351
86	0	C32	Combination		-1683	-1106	-2195
86	3,354	C32	Combination		-1319	-380	297
86	6,708	C32	Combination		-956	347	351
86	0	C33	Combination		-1149	-775	-1290
86	3,354	C33	Combination		-881	-240	412
86	6,708	C33	Combination		-614	295	319
86	0	C33	Combination		-1474	-873	-1948
86	3,354	C33	Combination		-1207	-338	83
86	6,708	C33	Combination		-939	197	319
86	0	C36	Combination		-386	-1549	33
86	3,354	C36	Combination		-186	-11	2649
86	6,708	C36	Combination		15	1527	108
86	0	C37	Combination		443	176	963
86	3,354	C37	Combination		644	90	516
86	6,708	C37	Combination		844	5	356
86	0	C39	Combination		-676	-535	-701
86	3,354	C39	Combination		-476	-133	419
86	6,708	C39	Combination		-275	268	194
86	0	C39	Combination		-1001	-633	-1359
86	3,354	C39	Combination		-801	-231	90
86	6,708	C39	Combination		-600	170	194
86	0	CS	Combination		-3880	-2699	-4763
86	3,354	CS	Combination		-2952	-844	1179
86	6,708	CS	Combination		-2024	1012	896
121	0	DEAD	LinStatic		-108	-54	48
121	3,354	DEAD	LinStatic		-157	45	63
121	6,708	DEAD	LinStatic		-206	143	-253
121	0	D	LinStatic		-379	-189	168
121	3,354	D	LinStatic		-552	158	221
121	6,708	D	LinStatic		-726	505	-891
121	0	Lr	LinStatic		-491	-245	217
121	3,354	Lr	LinStatic		-716	205	286
121	6,708	Lr	LinStatic		-941	655	-1155
121	0	Sb	LinStatic		-1047	-524	464
121	3,354	Sb	LinStatic		-1527	436	610
121	6,708	Sb	LinStatic		-2007	1396	-2464
121	0	Wx1	LinStatic		-484	717	-54
121	3,354	Wx1	LinStatic		-484	108	-1436
121	6,708	Wx1	LinStatic		-484	-501	-777
121	0	Ex	LinRespSpec		163	49	0



TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	Stati	Outp	Case	Step	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf-m
121	3,354	Ex	LinRespSpec		163	49	164
121	6,708	Ex	LinRespSpec		163	49	329
121	0	Sd	LinStatic		-397	-909	301
121	3,354	Sd	LinStatic		-1021	339	1256
121	6,708	Sd	LinStatic		-1645	1587	-1975
121	0	Wx2	LinStatic		588	561	101
121	3,354	Wx2	LinStatic		588	-48	-758
121	6,708	Wx2	LinStatic		588	-657	424
121	0	C1	Combination		-681	-340	301
121	3,354	C1	Combination		-993	284	396
121	6,708	C1	Combination		-1305	908	-1602
121	0	C2	Combination		-829	-414	367
121	3,354	C2	Combination		-1209	345	483
121	6,708	C2	Combination		-1589	1105	-1951
121	0	C3	Combination		-1107	-554	490
121	3,354	C3	Combination		-1615	461	645
121	6,708	C3	Combination		-2122	1476	-2605
121	0	C4	Combination		-782	-746	409
121	3,354	C4	Combination		-1361	413	968
121	6,708	C4	Combination		-1941	1572	-2361
121	0	C5	Combination		-1369	-684	606
121	3,354	C5	Combination		-1996	571	797
121	6,708	C5	Combination		-2624	1825	-3221
121	0	C6	Combination		-2259	-1130	1000
121	3,354	C6	Combination		-3294	941	1315
121	6,708	C6	Combination		-4330	3012	-5316
121	0	C7	Combination		-1218	-1746	740
121	3,354	C7	Combination		-2484	786	2349
121	6,708	C7	Combination		-3750	3318	-4533
121	0	C8	Combination		-1756	-111	563
121	3,354	C8	Combination		-2384	657	-352
121	6,708	C8	Combination		-3011	1425	-3843
121	0	C9	Combination		-899	-236	687
121	3,354	C9	Combination		-1526	532	191
121	6,708	C9	Combination		-2154	1300	-2882
121	0	C11	Combination		-2646	-556	957
121	3,354	C11	Combination		-3682	1028	166
121	6,708	C11	Combination		-4717	2612	-5938
121	0	C12	Combination		-1789	-681	1081
121	3,354	C12	Combination		-2824	903	709
121	6,708	C12	Combination		-3860	2487	-4976
121	0	C13	Combination		-1605	-1172	698
121	3,354	C13	Combination		-2871	872	1200



TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	Stati	Outp	Case	Step	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf-m
121	6,708	C13	Combination		-4137	2917	-5155
121	0	C14	Combination		-748	-1297	822
121	3,354	C14	Combination		-2014	748	1743
121	6,708	C14	Combination		-3280	2792	-4194
121	0	C17	Combination		-971	282	215
121	3,354	C17	Combination		-1238	330	-809
121	6,708	C17	Combination		-1506	377	-1995
121	0	C18	Combination		-113	157	339
121	3,354	C18	Combination		-381	205	-267
121	6,708	C18	Combination		-648	253	-1034
121	0	C20	Combination		-1604	732	281
121	3,354	C20	Combination		-1984	518	-1816
121	6,708	C20	Combination		-2364	304	-3195
121	0	C21	Combination		111	483	529
121	3,354	C21	Combination		-269	268	-730
121	6,708	C21	Combination		-649	54	-1272
121	0	C23	Combination		-1882	593	404
121	3,354	C23	Combination		-2389	634	-1654
121	6,708	C23	Combination		-2897	675	-3849
121	0	C24	Combination		-167	343	652
121	3,354	C24	Combination		-674	384	-568
121	6,708	C24	Combination		-1182	425	-1926
121	0	C25	Combination		-1556	401	323
121	3,354	C25	Combination		-2136	586	-1331
121	6,708	C25	Combination		-2715	770	-3605
121	0	C26	Combination		159	151	571
121	3,354	C26	Combination		-421	336	-245
121	6,708	C26	Combination		-1000	521	-1682
121	0	C29	Combination		-1358	855	173
121	3,354	C29	Combination		-1626	416	-1959
121	6,708	C29	Combination		-1893	-23	-2617
121	0	C30	Combination		357	605	421
121	3,354	C30	Combination		89	166	-873
121	6,708	C30	Combination		-178	-273	-694
121	0	C32	Combination		-630	-347	351
121	3,354	C32	Combination		-994	380	626
121	6,708	C32	Combination		-1357	1106	-1537
121	0	C32	Combination		-956	-446	351
121	3,354	C32	Combination		-1319	281	297
121	6,708	C32	Combination		-1683	1008	-2195
121	0	C33	Combination		-500	-424	319
121	3,354	C33	Combination		-893	360	755
121	6,708	C33	Combination		-1285	1145	-1439



TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	Stati	Outp	Case	Step	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf-m
121	0	C33	Combination		-825	-523	319
121	3,354	C33	Combination		-1218	262	427
121	6,708	C33	Combination		-1610	1047	-2097
121	0	C36	Combination		-1212	928	108
121	3,354	C36	Combination		-1413	355	-2043
121	6,708	C36	Combination		-1613	-218	-2274
121	0	C37	Combination		503	678	356
121	3,354	C37	Combination		302	105	-958
121	6,708	C37	Combination		102	-467	-351
121	0	C39	Combination		-275	-170	194
121	3,354	C39	Combination		-476	231	419
121	6,708	C39	Combination		-676	633	-701
121	0	C39	Combination		-600	-268	194
121	3,354	C39	Combination		-801	133	90
121	6,708	C39	Combination		-1001	535	-1359
121	0	CS	Combination		-2024	-1012	896
121	3,354	CS	Combination		-2952	844	1179
121	6,708	CS	Combination		-3880	2699	-4763
147	0	DEAD	LinStatic		-220	-120	-253
147	2	DEAD	LinStatic		-286	-120	-13
147	4	DEAD	LinStatic		-352	-120	228
147	0	D	LinStatic		-776	-423	-891
147	2	D	LinStatic		-776	-423	-44
147	4	D	LinStatic		-776	-423	803
147	0	Lr	LinStatic		-1006	-549	-1155
147	2	Lr	LinStatic		-1006	-549	-57
147	4	Lr	LinStatic		-1006	-549	1040
147	0	Sb	LinStatic		-2147	-1171	-2464
147	2	Sb	LinStatic		-2147	-1171	-123
147	4	Sb	LinStatic		-2147	-1171	2219
147	0	Wx1	LinStatic		231	-657	-777
147	2	Wx1	LinStatic		231	-1020	900
147	4	Wx1	LinStatic		231	-1383	3303
147	0	Ex	LinRespSpec		117	257	329
147	2	Ex	LinRespSpec		117	257	185
147	4	Ex	LinRespSpec		117	257	699
147	0	Sd	LinStatic		-2155	-761	-1975
147	2	Sd	LinStatic		-2155	-761	-453
147	4	Sd	LinStatic		-2155	-761	1069
147	0	Wx2	LinStatic		850	232	424
147	2	Wx2	LinStatic		850	-131	323
147	4	Wx2	LinStatic		850	-494	949
147	0	C1	Combination		-1396	-761	-1602



TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	Stati	Outp	Case	Step	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf-m
147	2	C1	Combination		-1488	-761	-80
147	4	C1	Combination		-1580	-761	1443
147	0	C2	Combination		-1699	-927	-1951
147	2	C2	Combination		-1778	-927	-97
147	4	C2	Combination		-1857	-927	1757
147	0	C3	Combination		-2270	-1238	-2605
147	2	C3	Combination		-2348	-1238	-130
147	4	C3	Combination		-2427	-1238	2346
147	0	C4	Combination		-2274	-1033	-2361
147	2	C4	Combination		-2353	-1033	-295
147	4	C4	Combination		-2432	-1033	1771
147	0	C5	Combination		-2806	-1531	-3221
147	2	C5	Combination		-2885	-1531	-160
147	4	C5	Combination		-2964	-1531	2901
147	0	C6	Combination		-4631	-2526	-5316
147	2	C6	Combination		-4710	-2526	-264
147	4	C6	Combination		-4789	-2526	4787
147	0	C7	Combination		-4645	-1870	-4533
147	2	C7	Combination		-4723	-1870	-793
147	4	C7	Combination		-4802	-1870	2947
147	0	C8	Combination		-2621	-2056	-3843
147	2	C8	Combination		-2700	-2347	560
147	4	C8	Combination		-2779	-2637	5543
147	0	C9	Combination		-2126	-1345	-2882
147	2	C9	Combination		-2205	-1635	99
147	4	C9	Combination		-2284	-1926	3660
147	0	C11	Combination		-4446	-3051	-5938
147	2	C11	Combination		-4525	-3342	455
147	4	C11	Combination		-4603	-3632	7429
147	0	C12	Combination		-3951	-2340	-4976
147	2	C12	Combination		-4029	-2630	-6
147	4	C12	Combination		-4108	-2921	5546
147	0	C13	Combination		-4459	-2396	-5155
147	2	C13	Combination		-4538	-2686	-74
147	4	C13	Combination		-4617	-2976	5589
147	0	C14	Combination		-3964	-1684	-4194
147	2	C14	Combination		-4043	-1975	-535
147	4	C14	Combination		-4122	-2265	3706
147	0	C17	Combination		-1011	-1178	-1995
147	2	C17	Combination		-1090	-1468	651
147	4	C17	Combination		-1169	-1759	3879
147	0	C18	Combination		-516	-467	-1034
147	2	C18	Combination		-595	-757	190



TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	Stati	Outp	Case	Step	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf-m
147	4	C18	Combination		-674	-1048	1995
147	0	C20	Combination		-1329	-1978	-3195
147	2	C20	Combination		-1408	-2559	1342
147	4	C20	Combination		-1487	-3140	7041
147	0	C21	Combination		-339	-556	-1272
147	2	C21	Combination		-418	-1137	421
147	4	C21	Combination		-496	-1717	3274
147	0	C23	Combination		-1899	-2289	-3849
147	2	C23	Combination		-1978	-2870	1310
147	4	C23	Combination		-2057	-3451	7630
147	0	C24	Combination		-909	-867	-1926
147	2	C24	Combination		-988	-1448	388
147	4	C24	Combination		-1067	-2028	3864
147	0	C25	Combination		-1903	-2084	-3605
147	2	C25	Combination		-1982	-2665	1144
147	4	C25	Combination		-2061	-3246	7055
147	0	C26	Combination		-913	-662	-1682
147	2	C26	Combination		-992	-1243	223
147	4	C26	Combination		-1071	-1823	3289
147	0	C29	Combination		-826	-1704	-2617
147	2	C29	Combination		-905	-2284	1371
147	4	C29	Combination		-984	-2865	6521
147	0	C30	Combination		164	-281	-694
147	2	C30	Combination		86	-862	449
147	4	C30	Combination		7	-1443	2754
147	0	C32	Combination		-1509	-630	-1537
147	2	C32	Combination		-1588	-630	92
147	4	C32	Combination		-1667	-630	2380
147	0	C32	Combination		-1742	-1144	-2195
147	2	C32	Combination		-1821	-1144	-278
147	4	C32	Combination		-1900	-1144	981
147	0	C33	Combination		-1510	-548	-1439
147	2	C33	Combination		-1589	-548	26
147	4	C33	Combination		-1668	-548	2150
147	0	C33	Combination		-1744	-1062	-2097
147	2	C33	Combination		-1823	-1062	-344
147	4	C33	Combination		-1902	-1062	751
147	0	C36	Combination		-527	-1541	-2274
147	2	C36	Combination		-586	-2121	1388
147	4	C36	Combination		-645	-2702	6212
147	0	C37	Combination		463	-118	-351
147	2	C37	Combination		404	-699	466
147	4	C37	Combination		345	-1280	2445



TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	Stati	Outp	Case	Step	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf-m
147	0	C39	Combination		-780	-232	-701
147	2	C39	Combination		-840	-232	134
147	4	C39	Combination		-899	-232	1627
147	0	C39	Combination		-1014	-746	-1359
147	2	C39	Combination		-1073	-746	-236
147	4	C39	Combination		-1132	-746	228
147	0	CS	Combination		-4150	-2263	-4763
147	2	CS	Combination		-4215	-2263	-237
147	4	CS	Combination		-4281	-2263	4290

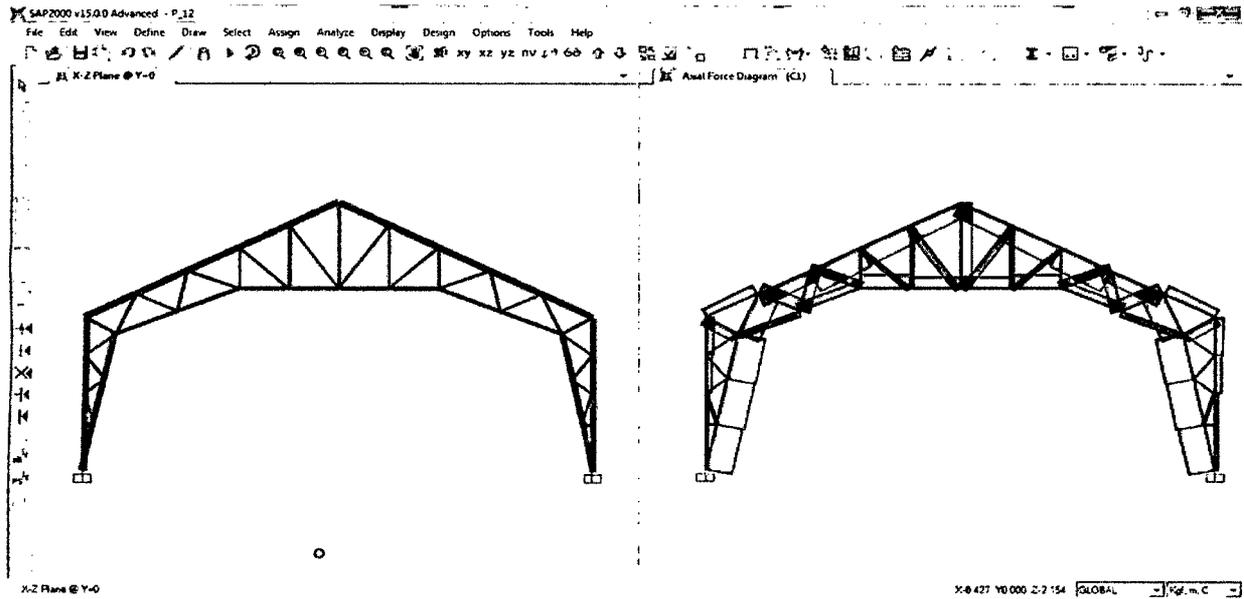
**Tabla N° 12** Fuerzas Internas Pórtico Rígido

## PORTICO RETICULADO

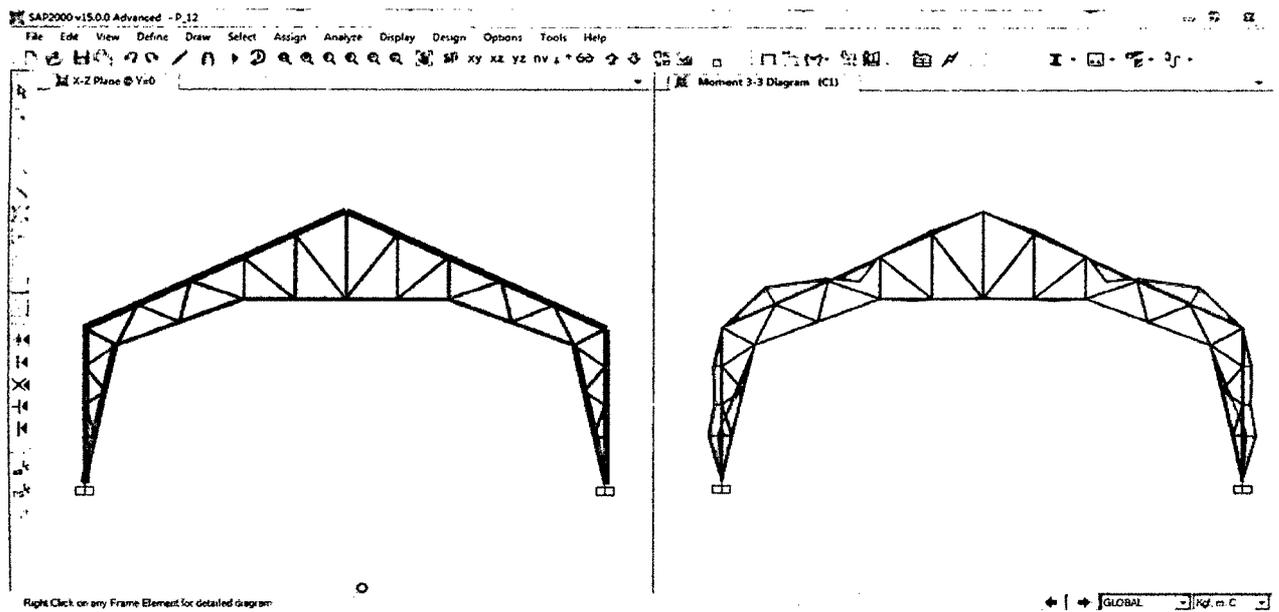
### PESO

TABLE: Base Reactions					
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf
DEAD	LinStatic		0,000	0,000	790,610
D	LinStatic		0,000	0,000	1552,820
Lr	LinStatic		0,000	0,000	2012,460
Sb	LinStatic		0,000	0,000	4293,250
Wx1	LinStatic		-2873,750	0,000	181,500
Ex	LinRespSpec	Max	523,760	0,000	0,000
Sd	LinStatic		0,000	0,000	2790,610
Wx2	LinStatic		-1807,850	0,000	-1633,500
CS	Combination		0,000	0,000	8649,140

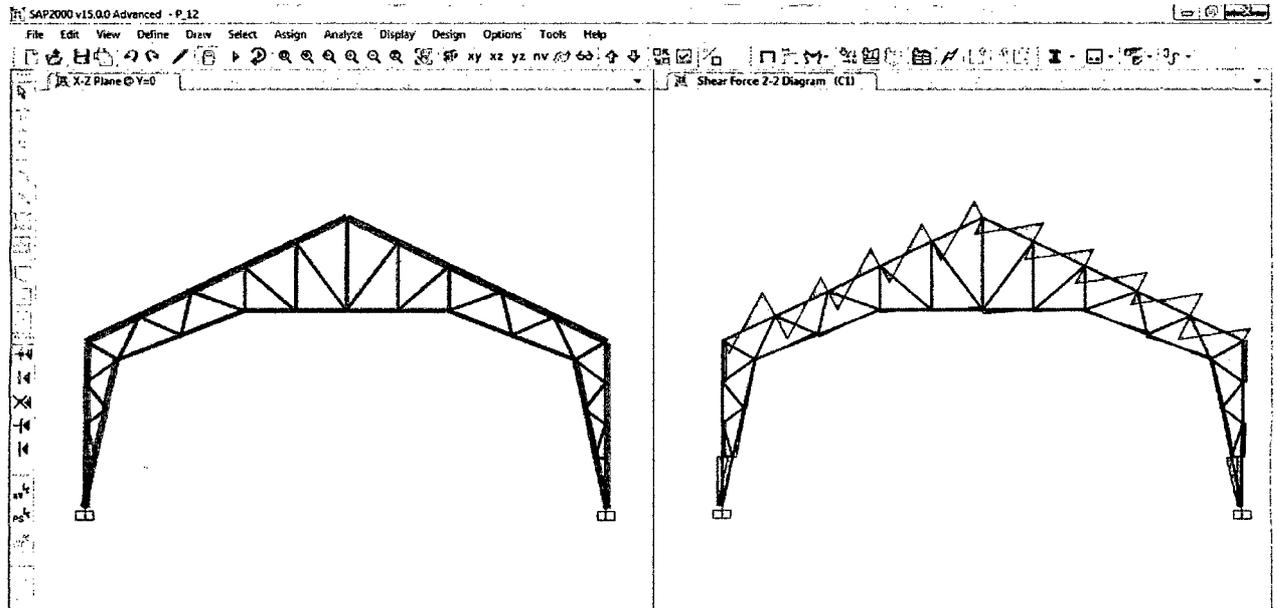
**Tabla N° 13** Reacciones Globales Pórtico Reticulado



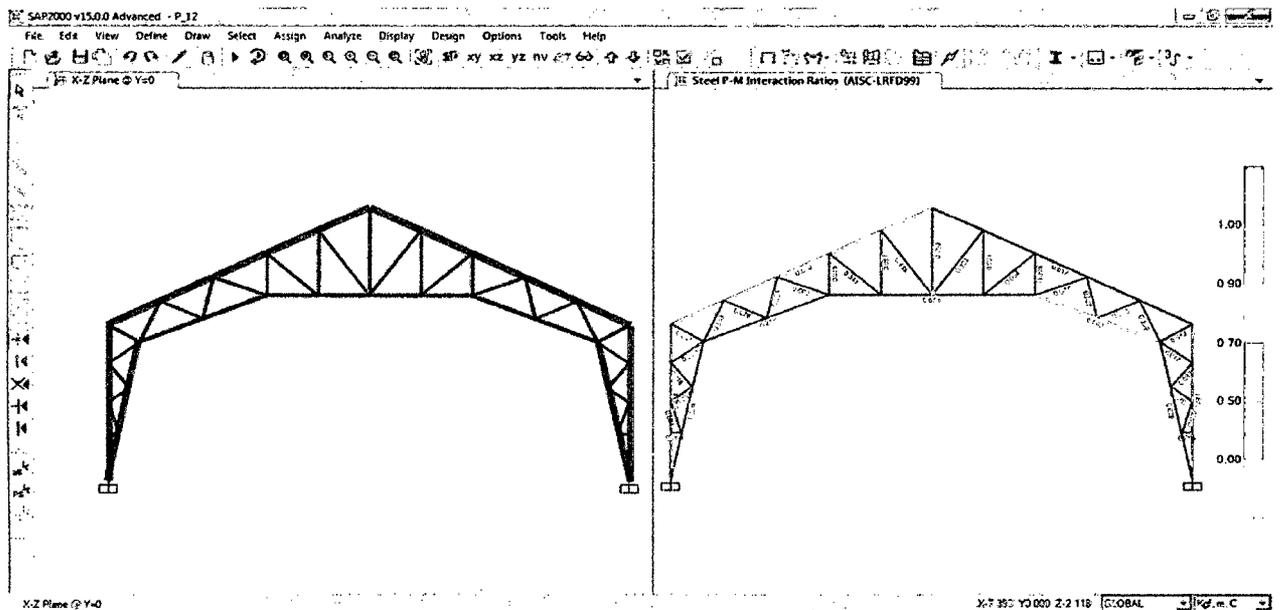
**Fig. 50.** Fuerza Axial en Pórtico Reticulado



**Fig. 51.** Momento Flector en ángulos extremos de Pórtico Reticulado



**Fig. 52. Fuerza Cortante en Pórtico Reticulado**



**Fig. 53. Ratios Demanda Capacidad Pórtico Reticulado**



## DESPLAZAMIENTOS

### Desplazamientos por Sismo en X

TABLE: Joint Displacements									
Joint	Outca	Case	Step	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm	Rad	Rad	Rad
8	Ex	LinRes	Max	0,188	0,000	0,008	0,000	0,000	0,000
9	Ex	LinRes	Max	0,188	0,000	0,008	0,000	0,000	0,000
10	Ex	LinRes	Max	0,170	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

**Tabla N<sup>o</sup> 14** Desplaz. Por Sismo en x

### Desplazamientos por Viento en X

TABLE: Joint Displacements								
Joint	Outca	Case	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	cm	cm	cm	Rad	Rad	Rad
8,00	Wx1	LinStat	0,897	0,000	-0,042	0,000	0,000	0,000
8,00	Wx2	LinStat	0,482	0,000	-0,026	0,000	0,000	0,000
9,00	Wx1	LinStat	0,896	0,000	0,041	0,000	0,000	0,000
9,00	Wx2	LinStat	0,435	0,000	0,020	0,000	0,000	0,000
10,00	Wx1	LinStat	0,804	0,000	-0,002	0,000	0,000	0,000
10,00	Wx2	LinStat	0,413	0,000	0,072	0,000	0,000	0,000

**Tabla N<sup>o</sup> 15** Desplaz. Por viento en x

### Desplazamientos por carga de Nieve

TABLE: Joint Displacements								
Joint	Outca	Case	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	cm	cm	cm	Rad	Rad	Rad
8,00	Sb	LinStat	-0,067	0,000	0,008	0,000	0,000	0,000
8,00	Sd	LinStat	-0,166	0,000	0,011	0,000	0,000	0,000
9,00	Sb	LinStat	0,067	0,000	0,008	0,000	0,000	0,000
9,00	Sd	LinStat	-0,079	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10,00	Sb	LinStat	0,000	0,000	-0,193	0,000	0,000	0,000
10,00	Sd	LinStat	-0,100	0,000	-0,125	0,000	0,000	0,000

**Tabla N<sup>o</sup> 16** Desplaz. Por nieve



### Desplazamientos por Sobrecarga Lr

TABLE: Joint Displacements								
Joint	Outca	Case	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	cm	cm	cm	Rad	Rad	Rad
8.00	Lr	LinStat	-0.031	0.000	0.004	0.000	0.000	0.000
9.00	Lr	LinStat	0.031	0.000	0.004	0.000	0.000	0.000
10.00	Lr	LinStat	0.000	0.000	-0.090	0.000	0.000	0.000

**Tabla N<sup>a</sup> 17** Desplaz. Por Sobrecarga Lr

### Desplazamientos por carga Muerta

TABLE: Joint Displacements								
Joint	Outca	Case	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	cm	cm	cm	Rad	Rad	Rad
8.00	DEAD	LinStat	-0.007	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000
8.00	D	LinStat	-0.024	0.000	0.003	0.000	0.000	0.000
9.00	DEAD	LinStat	0.007	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000
9.00	D	LinStat	0.024	0.000	0.003	0.000	0.000	0.000
10.00	DEAD	LinStat	0.000	0.000	-0.022	0.000	0.000	0.000
10.00	D	LinStat	0.000	0.000	-0.070	0.000	0.000	0.000

**Tabla N<sup>o</sup> 18** Desplazamientos Pórtico Reticulado



## FUERZAS INTERNAS EN LOS ELEMENTOS DE PÓRICO RETICULADO

TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	Stat	Outp	Case	Step	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf-m
72	0	DEAD	LinStatic		-17,92	-5,51	0
72	1,189	DEAD	LinStatic		8,33	-5,51	6,55
72	1,189	DEAD	LinStatic		9,24	2,38	6,55
72	2	DEAD	LinStatic		27,14	2,38	4,62
72	2	DEAD	LinStatic		86,81	-0,36	4,62
72	3	DEAD	LinStatic		108,9	-0,36	4,98
72	3	DEAD	LinStatic		146,3	4,98	4,98
72	4	DEAD	LinStatic		168,4	4,98	0
72	0	D	LinStatic		184,1	-13,67	0
72	1,189	D	LinStatic		184,1	-13,67	16,26
72	1,189	D	LinStatic		184,1	9,13	16,26
72	2	D	LinStatic		184,1	9,13	8,85
72	2	D	LinStatic		282,4	-1,35	8,85
72	3	D	LinStatic		282,4	-1,35	10,2
72	3	D	LinStatic		310,1	10,2	10,2
72	4	D	LinStatic		310,1	10,2	0
72	0	Lr	LinStatic		238,6	-17,72	0
72	1,189	Lr	LinStatic		238,6	-17,72	21,07
72	1,189	Lr	LinStatic		238,6	11,84	21,07
72	2	Lr	LinStatic		238,6	11,84	11,47
72	2	Lr	LinStatic		366	-1,75	11,47
72	3	Lr	LinStatic		366	-1,75	13,22
72	3	Lr	LinStatic		401,8	13,22	13,22
72	4	Lr	LinStatic		401,8	13,22	0
72	0	Sb	LinStatic		509,1	-37,81	0
72	1,189	Sb	LinStatic		509,1	-37,81	44,95
72	1,189	Sb	LinStatic		509,1	25,25	44,95



TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	Stat	Outp	Case	Step	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf-m
72	2	Sb	LinStatic		509,1	25,25	24,47
72	2	Sb	LinStatic		780,9	-3,73	24,47
72	3	Sb	LinStatic		780,9	-3,73	28,2
72	3	Sb	LinStatic		857,2	28,2	28,2
72	4	Sb	LinStatic		857,2	28,2	0
72	0	Wx1	LinStatic		-4896	275,3	0
72	1,189	Wx1	LinStatic		-4896	-12,46	-156,2
72	1,189	Wx1	LinStatic		-4896	-50,48	-156,2
72	2	Wx1	LinStatic		-4896	-246,8	-35,68
72	2	Wx1	LinStatic		-5276	154,2	-35,68
72	3	Wx1	LinStatic		-5276	-87,83	-68,85
72	3	Wx1	LinStatic		-4759	52,15	-68,85
72	4	Wx1	LinStatic		-4759	-189,9	0
72	0	Ex	LinRespSpec		891,5	28,21	0
72	1,189	Ex	LinRespSpec		891,5	28,21	33,53
72	1,189	Ex	LinRespSpec		891,4	26,88	33,53
72	2	Ex	LinRespSpec		891,4	26,88	11,74
72	2	Ex	LinRespSpec		1088	10,33	11,74
72	3	Ex	LinRespSpec		1088	10,33	22,06
72	3	Ex	LinRespSpec		1113	22,06	22,06
72	4	Ex	LinRespSpec		1113	22,06	0
72	0	Sd	LinStatic		941,1	-34,48	0
72	1,189	Sd	LinStatic		941,1	-34,48	40,99
72	1,189	Sd	LinStatic		941,1	30,25	40,99
72	2	Sd	LinStatic		941,1	30,25	16,45
72	2	Sd	LinStatic		1194	-10,41	16,45
72	3	Sd	LinStatic		1194	-10,41	26,86
72	3	Sd	LinStatic		1250	26,86	26,86
72	4	Sd	LinStatic		1250	26,86	0
72	0	Wx2	LinStatic		-3003	209,2	0
72	1,189	Wx2	LinStatic		-3003	-31,45	-105,7
72	1,189	Wx2	LinStatic		-3003	-15,9	-105,7
72	2	Wx2	LinStatic		-3003	-180,1	-26,18
72	2	Wx2	LinStatic		-3162	114,9	-26,18
72	3	Wx2	LinStatic		-3162	-87,53	-39,85
72	3	Wx2	LinStatic		-2709	61,35	-39,85
72	4	Wx2	LinStatic		-2709	-141,1	-4E-14
72	0	CS	Combination		914	-74,71	0
72	1,189	CS	Combination		940,2	-74,71	88,83
72	1,189	CS	Combination		941,1	48,6	88,83
72	2	CS	Combination		959	48,6	49,41
72	2	CS	Combination		1516	-7,19	49,41
72	3	CS	Combination		1538	-7,19	56,59



TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	Stat	Outp	Case	Step	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf-m
72	3	CS	Combination		1715	56,59	56,59
72	4	CS	Combination		1738	56,59	0
86	0	DEAD	LinStatic		187,5	-11,2	0
86	1,358	DEAD	LinStatic		205,2	24,16	-8,8
86	1,358	DEAD	LinStatic		-269,3	-24,66	-8,8
86	2,715	DEAD	LinStatic		-251,6	10,7	0,68
86	2,715	DEAD	LinStatic		-468,7	-18,2	0,68
86	3,354	DEAD	LinStatic		-460,4	-1,56	6,99
86	4,073	DEAD	LinStatic		-451	17,16	1,39
86	4,073	DEAD	LinStatic		-404,1	-16,88	1,39
86	5,39	DEAD	LinStatic		-387	17,44	1,01
86	5,39	DEAD	LinStatic		-327,1	-16,39	1,01
86	6,708	DEAD	LinStatic		-309,9	17,93	-1E-14
86	0	D	LinStatic		359,6	-50,71	0
86	1,358	D	LinStatic		429,9	89,83	-26,55
86	1,358	D	LinStatic		-564,3	-85,48	-26,55
86	2,715	D	LinStatic		-494	55,05	-5,9
86	2,715	D	LinStatic		-967	-71,34	-5,9
86	3,354	D	LinStatic		-934	-5,19	18,55
86	4,073	D	LinStatic		-896,8	69,2	-4,45
86	4,073	D	LinStatic		-815,7	-65,55	-4,45
86	5,39	D	LinStatic		-747,4	70,86	-7,94
86	5,39	D	LinStatic		-658,1	-74,24	-7,94
86	6,708	D	LinStatic		-589,9	62,18	-6E-14
86	0	Lr	LinStatic		466,1	-65,72	0
86	1,358	Lr	LinStatic		557,2	116,4	-34,41
86	1,358	Lr	LinStatic		-731,3	-110,8	-34,41
86	2,715	Lr	LinStatic		-640,2	71,35	-7,64
86	2,715	Lr	LinStatic		-1253	-92,45	-7,64
86	3,354	Lr	LinStatic		-1210	-6,72	24,05
86	4,073	Lr	LinStatic		-1162	89,68	-5,76
86	4,073	Lr	LinStatic		-1057	-84,96	-5,76
86	5,39	Lr	LinStatic		-968,7	91,84	-10,29
86	5,39	Lr	LinStatic		-852,9	-96,21	-10,29
86	6,708	Lr	LinStatic		-764,5	80,59	-1E-13
86	0	Sb	LinStatic		994,3	-140,2	0
86	1,358	Sb	LinStatic		1189	248,4	-73,41
86	1,358	Sb	LinStatic		-1560	-236,3	-73,41
86	2,715	Sb	LinStatic		-1366	152,2	-16,3
86	2,715	Sb	LinStatic		-2674	-197,2	-16,3
86	3,354	Sb	LinStatic		-2582	-14,34	51,3
86	4,073	Sb	LinStatic		-2479	191,3	-12,29
86	4,073	Sb	LinStatic		-2255	-181,2	-12,29



TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	Stat	Outp	Case	Step	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf-m
86	5,39	Sb	LinStatic		-2067	195,9	-21,96
86	5,39	Sb	LinStatic		-1820	-205,3	-21,96
86	6,708	Sb	LinStatic		-1631	171,9	-9E-14
86	0	Wx1	LinStatic		-4907	-187,3	0
86	1,358	Wx1	LinStatic		-4907	100,2	59,11
86	1,358	Wx1	LinStatic		-3800	-96,85	59,11
86	2,715	Wx1	LinStatic		-3800	190,6	-4,53
86	2,715	Wx1	LinStatic		-2486	-163,7	-4,53
86	3,354	Wx1	LinStatic		-2486	-28,41	56,85
86	4,073	Wx1	LinStatic		-2486	123,8	22,6
86	4,073	Wx1	LinStatic		-881,5	-84,02	22,6
86	5,39	Wx1	LinStatic		-881,5	195	-50,53
86	5,39	Wx1	LinStatic		-15,87	-177,9	-50,53
86	6,708	Wx1	LinStatic		-15,87	101,2	-3E-13
86	0	Ex	LinRespSpec		1163	17,86	0
86	1,358	Ex	LinRespSpec		1163	17,86	24,24
86	1,358	Ex	LinRespSpec		779,5	14,1	24,24
86	2,715	Ex	LinRespSpec		779,5	14,1	5,13
86	2,715	Ex	LinRespSpec		451,4	4,4	5,13
86	3,354	Ex	LinRespSpec		451,4	4,4	7,94
86	4,073	Ex	LinRespSpec		451,4	4,4	11,09
86	4,073	Ex	LinRespSpec		122,2	11,29	11,09
86	5,39	Ex	LinRespSpec		122,2	11,29	3,78
86	5,39	Ex	LinRespSpec		19,15	2,87	3,78
86	6,708	Ex	LinRespSpec		19,15	2,87	2E-14
86	0	Sd	LinStatic		1294	20,83	0
86	1,358	Sd	LinStatic		1294	20,83	-28,28
86	1,358	Sd	LinStatic		188,7	-22,65	-28,28
86	2,715	Sd	LinStatic		188,7	-22,65	2,46
86	2,715	Sd	LinStatic		-623,6	4,13	2,46
86	3,354	Sd	LinStatic		-623,6	4,13	-0,17
86	4,073	Sd	LinStatic		-623,6	4,13	-3,14
86	4,073	Sd	LinStatic		-949,5	-17,84	-3,14
86	5,39	Sd	LinStatic		-949,5	-17,84	20,36
86	5,39	Sd	LinStatic		-1108	15,45	20,36
86	6,708	Sd	LinStatic		-1108	15,45	-4E-15
86	0	Wx2	LinStatic		-2889	9,15	0
86	1,358	Wx2	LinStatic		-2889	-114,1	71,2
86	1,358	Wx2	LinStatic		-1083	104,8	71,2
86	2,715	Wx2	LinStatic		-1083	-18,4	12,55
86	2,715	Wx2	LinStatic		0,38	53,19	12,55
86	3,354	Wx2	LinStatic		0,38	-4,8	-2,91
86	4,073	Wx2	LinStatic		0,38	-70,01	23,97



TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	Stat	Outp	Case	Step	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf-m
86	4,073	Wx2	LinStatic		570,8	80,98	23,97
86	5,39	Wx2	LinStatic		570,8	-38,6	-3,96
86	5,39	Wx2	LinStatic		794,4	56,79	-3,96
86	6,708	Wx2	LinStatic		794,4	-62,8	6E-14
86	0	CS	Combination		2008	-267,8	0
86	1,358	CS	Combination		2381	478,8	-143,2
86	1,358	CS	Combination		-3125	-457,3	-143,2
86	2,715	CS	Combination		-2752	289,3	-29,16
86	2,715	CS	Combination		-5363	-379,2	-29,16
86	3,354	CS	Combination		-5187	-27,81	100,9
86	4,073	CS	Combination		-4989	367,4	-21,11
86	4,073	CS	Combination		-4532	-348,6	-21,11
86	5,39	CS	Combination		-4170	376,1	-39,19
86	5,39	CS	Combination		-3658	-392,1	-39,19
86	6,708	CS	Combination		-3295	332,6	-3E-13
121	0	DEAD	LinStatic		-309,9	-17,93	0
121	1,318	DEAD	LinStatic		-327,1	16,39	1,01
121	1,318	DEAD	LinStatic		-387	-17,44	1,01
121	2,636	DEAD	LinStatic		-404,1	16,88	1,39
121	2,636	DEAD	LinStatic		-451	-17,16	1,39
121	3,354	DEAD	LinStatic		-460,4	1,56	6,99
121	3,993	DEAD	LinStatic		-468,7	18,2	0,68
121	3,993	DEAD	LinStatic		-251,6	-10,7	0,68
121	5,351	DEAD	LinStatic		-269,3	24,66	-8,8
121	5,351	DEAD	LinStatic		205,2	-24,16	-8,8
121	6,708	DEAD	LinStatic		187,5	11,2	0
121	0	D	LinStatic		-589,9	-62,18	0
121	1,318	D	LinStatic		-658,1	74,24	-7,94
121	1,318	D	LinStatic		-747,4	-70,86	-7,94
121	2,636	D	LinStatic		-815,7	65,55	-4,45
121	2,636	D	LinStatic		-896,8	-69,2	-4,45
121	3,354	D	LinStatic		-934	5,19	18,55
121	3,993	D	LinStatic		-967	71,34	-5,9
121	3,993	D	LinStatic		-494	-55,05	-5,9
121	5,351	D	LinStatic		-564,3	85,48	-26,55
121	5,351	D	LinStatic		429,9	-89,83	-26,55
121	6,708	D	LinStatic		359,6	50,71	-3E-14
121	0	Lr	LinStatic		-764,5	-80,59	0
121	1,318	Lr	LinStatic		-852,9	96,21	-10,29
121	1,318	Lr	LinStatic		-968,7	-91,84	-10,29
121	2,636	Lr	LinStatic		-1057	84,96	-5,76
121	2,636	Lr	LinStatic		-1162	-89,68	-5,76
121	3,354	Lr	LinStatic		-1210	6,72	24,05



TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	Stat	Outp	Case	Step	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf-m
121	3,993	Lr	LinStatic		-1253	92,45	-7,64
121	3,993	Lr	LinStatic		-640,2	-71,35	-7,64
121	5,351	Lr	LinStatic		-731,3	110,8	-34,41
121	5,351	Lr	LinStatic		557,2	-116,4	-34,41
121	6,708	Lr	LinStatic		466,1	65,72	-7E-14
121	0	Sb	LinStatic		-1631	-171,9	0
121	1,318	Sb	LinStatic		-1820	205,3	-21,96
121	1,318	Sb	LinStatic		-2067	-195,9	-21,96
121	2,636	Sb	LinStatic		-2255	181,2	-12,29
121	2,636	Sb	LinStatic		-2479	-191,3	-12,29
121	3,354	Sb	LinStatic		-2582	14,34	51,3
121	3,993	Sb	LinStatic		-2674	197,2	-16,3
121	3,993	Sb	LinStatic		-1366	-152,2	-16,3
121	5,351	Sb	LinStatic		-1560	236,3	-73,41
121	5,351	Sb	LinStatic		1189	-248,4	-73,41
121	6,708	Sb	LinStatic		994,3	140,2	-1E-13
121	0	Wx1	LinStatic		-108,3	83,63	0
121	1,318	Wx1	LinStatic		-108,3	-155,6	47,39
121	1,318	Wx1	LinStatic		746,7	176,4	47,39
121	2,636	Wx1	LinStatic		746,7	-62,83	-27,41
121	2,636	Wx1	LinStatic		2363	102,6	-27,41
121	3,354	Wx1	LinStatic		2363	-27,82	-54,27
121	3,993	Wx1	LinStatic		2363	-143,8	0,56
121	3,993	Wx1	LinStatic		3690	172,3	0,56
121	5,351	Wx1	LinStatic		3690	-74,11	-66,09
121	5,351	Wx1	LinStatic		4922	74,52	-66,09
121	6,708	Wx1	LinStatic		4922	-171,9	0
121	0	Ex	LinRespSpec		19,15	2,87	0
121	1,318	Ex	LinRespSpec		19,15	2,87	3,78
121	1,318	Ex	LinRespSpec		122,2	11,29	3,78
121	2,636	Ex	LinRespSpec		122,2	11,29	11,09
121	2,636	Ex	LinRespSpec		451,4	4,4	11,09
121	3,354	Ex	LinRespSpec		451,4	4,4	7,94
121	3,993	Ex	LinRespSpec		451,4	4,4	5,13
121	3,993	Ex	LinRespSpec		779,5	14,1	5,13
121	5,351	Ex	LinRespSpec		779,5	14,1	24,24
121	5,351	Ex	LinRespSpec		1163	17,86	24,24
121	6,708	Ex	LinRespSpec		1163	17,86	7E-15
121	0	Sd	LinStatic		-1012	-208	0
121	1,318	Sd	LinStatic		-1257	282,3	-48,91
121	1,318	Sd	LinStatic		-1737	-272,5	-48,91
121	2,636	Sd	LinStatic		-1982	217,8	-12,84
121	2,636	Sd	LinStatic		-2600	-244,6	-12,84



TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	Stat	Outp	Case	Step	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf-m
121	3,354	Sd	LinStatic		-2733	22,78	66,86
121	3,993	Sd	LinStatic		-2852	260,5	-23,65
121	3,993	Sd	LinStatic		-1964	-220,5	-23,65
121	5,351	Sd	LinStatic		-2217	284,6	-67,14
121	5,351	Sd	LinStatic		251,5	-302	-67,14
121	6,708	Sd	LinStatic		-1,05	203,1	-6E-14
121	0	Wx2	LinStatic		775,7	100,2	0
121	1,318	Wx2	LinStatic		775,7	-139	25,58
121	1,318	Wx2	LinStatic		1244	142,9	25,58
121	2,636	Wx2	LinStatic		1244	-96,29	-5,11
121	2,636	Wx2	LinStatic		2045	114	-5,11
121	3,354	Wx2	LinStatic		2045	-16,46	-40,14
121	3,993	Wx2	LinStatic		2045	-132,4	7,43
121	3,993	Wx2	LinStatic		2338	134,4	7,43
121	5,351	Wx2	LinStatic		2338	-112	-7,73
121	5,351	Wx2	LinStatic		2139	117,5	-7,73
121	6,708	Wx2	LinStatic		2139	-128,9	6E-14
121	0	CS	Combination		-3295	-332,6	0
121	1,318	CS	Combination		-3658	392,1	-39,19
121	1,318	CS	Combination		-4170	-376,1	-39,19
121	2,636	CS	Combination		-4532	348,6	-21,11
121	2,636	CS	Combination		-4989	-367,4	-21,11
121	3,354	CS	Combination		-5187	27,81	100,9
121	3,993	CS	Combination		-5363	379,2	-29,16
121	3,993	CS	Combination		-2752	-289,3	-29,16
121	5,351	CS	Combination		-3125	457,3	-143,2
121	5,351	CS	Combination		2381	-478,8	-143,2
121	6,708	CS	Combination		2008	267,8	-2E-13
147	0	DEAD	LinStatic		168,4	4,98	0
147	1	DEAD	LinStatic		146,3	4,98	-4,98
147	1	DEAD	LinStatic		108,9	-0,36	-4,98
147	2	DEAD	LinStatic		86,81	-0,36	-4,62
147	2	DEAD	LinStatic		27,14	2,38	-4,62
147	2,811	DEAD	LinStatic		9,24	2,38	-6,55
147	2,811	DEAD	LinStatic		8,33	-5,51	-6,55
147	4	DEAD	LinStatic		-17,92	-5,51	6E-15
147	0	D	LinStatic		310,1	10,2	0
147	1	D	LinStatic		310,1	10,2	-10,2
147	1	D	LinStatic		282,4	-1,35	-10,2
147	2	D	LinStatic		282,4	-1,35	-8,85
147	2	D	LinStatic		184,1	9,13	-8,85
147	2,811	D	LinStatic		184,1	9,13	-16,26
147	2,811	D	LinStatic		184,1	-13,67	-16,26



TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	Stat	Outp	Case	Step	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf-m
147	4	D	LinStatic		184,1	-13,67	1E-14
147	0	Lr	LinStatic		401,8	13,22	0
147	1	Lr	LinStatic		401,8	13,22	-13,22
147	1	Lr	LinStatic		366	-1,75	-13,22
147	2	Lr	LinStatic		366	-1,75	-11,47
147	2	Lr	LinStatic		238,6	11,84	-11,47
147	2,811	Lr	LinStatic		238,6	11,84	-21,07
147	2,811	Lr	LinStatic		238,6	-17,72	-21,07
147	4	Lr	LinStatic		238,6	-17,72	1E-14
147	0	Sb	LinStatic		857,2	28,2	0
147	1	Sb	LinStatic		857,2	28,2	-28,2
147	1	Sb	LinStatic		780,9	-3,73	-28,2
147	2	Sb	LinStatic		780,9	-3,73	-24,47
147	2	Sb	LinStatic		509,1	25,25	-24,47
147	2,811	Sb	LinStatic		509,1	25,25	-44,95
147	2,811	Sb	LinStatic		509,1	-37,81	-44,95
147	4	Sb	LinStatic		509,1	-37,81	2E-14
147	0	Wx1	LinStatic		4777	166	0
147	1	Wx1	LinStatic		4777	-15,46	-75,29
147	1	Wx1	LinStatic		5122	54,44	-75,29
147	2	Wx1	LinStatic		5122	-127,1	-38,99
147	2	Wx1	LinStatic		4620	213,2	-38,99
147	2,811	Wx1	LinStatic		4620	65,97	-152,2
147	2,811	Wx1	LinStatic		4620	-20,11	-152,2
147	4	Wx1	LinStatic		4620	-235,9	3E-14
147	0	Ex	LinRespSpec		1113	22,06	0
147	1	Ex	LinRespSpec		1113	22,06	22,06
147	1	Ex	LinRespSpec		1088	10,33	22,06
147	2	Ex	LinRespSpec		1088	10,33	11,74
147	2	Ex	LinRespSpec		891,4	26,88	11,74
147	2,811	Ex	LinRespSpec		891,4	26,88	33,53
147	2,811	Ex	LinRespSpec		891,5	28,21	33,53
147	4	Ex	LinRespSpec		891,5	28,21	2E-14
147	0	Sd	LinStatic		-135,5	9,79	0
147	1	Sd	LinStatic		-135,5	9,79	-9,79
147	1	Sd	LinStatic		-178,4	5,56	-9,79
147	2	Sd	LinStatic		-178,4	5,56	-15,35
147	2	Sd	LinStatic		-279,3	2,58	-15,35
147	2,811	Sd	LinStatic		-279,3	2,58	-17,44
147	2,811	Sd	LinStatic		-279,3	-14,67	-17,44
147	4	Sd	LinStatic		-279,3	-14,67	4E-15
147	0	Wx2	LinStatic		2088	111,1	0
147	1	Wx2	LinStatic		2088	-70,39	-20,36



TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	Stat	Outp	Case	Step	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf-m
147	1	Wx2	LinStatic		2540	78.88	-20.36
147	2	Wx2	LinStatic		2540	-102.6	-8.49
147	2	Wx2	LinStatic		2545	149.5	-8.49
147	2.811	Wx2	LinStatic		2545	2.33	-70.08
147	2.811	Wx2	LinStatic		2545	48.95	-70.08
147	4	Wx2	LinStatic		2545	-166.8	6E-14

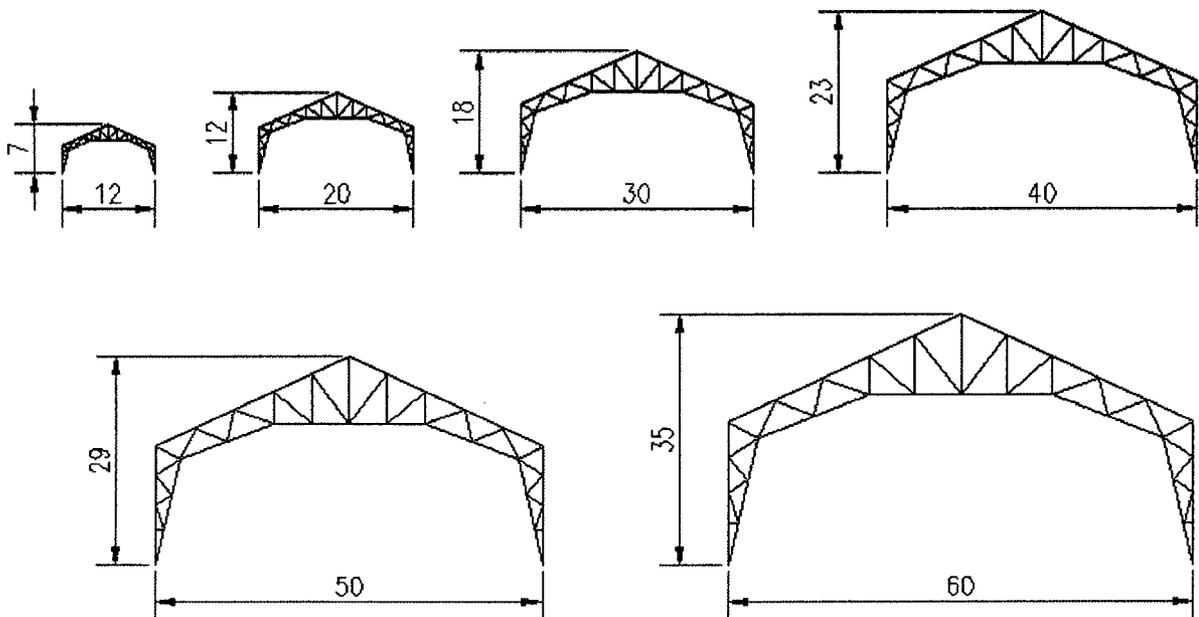
**Tabla N° 19** Fuerzas internas Pórtico Reticulado

Con el procedimiento descrito anteriormente se realizó modelos con similar configuración de elementos, pero variando las luces, analizando cada portico independientemente, aquí se presentaran los principales resultados

Se realizó el análisis de ambos sistemas variando la luz y la altura, se realizan los modelos para luces de: 20, 30, 40, 50, 60 metros para ver el comportamiento de estos sistemas sometidos a diferentes luces,

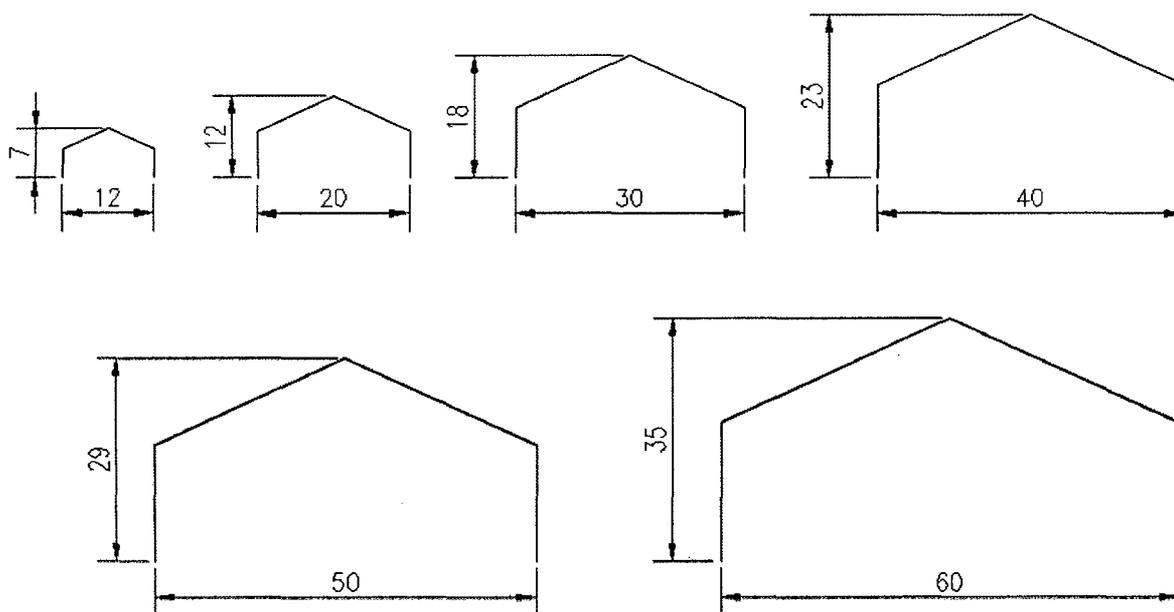
El procedimiento de análisis es en base a la Norma establecida, se realizó modelos para cada geometría teniendo en cuenta las luces y la configuración supuesta convenientemente al inicio de esta investigación, se realizó las verificaciones y diseños mediante el programa Sap 2000, siguiendo el procedimiento descrito para el análisis del pórtico para 12 metros

**PORTICOS RETICULADOS A MODELAR**



**Fig. 54.** Pórticos Reticulados

## PORTICOS RIGIDOS A MODELAR

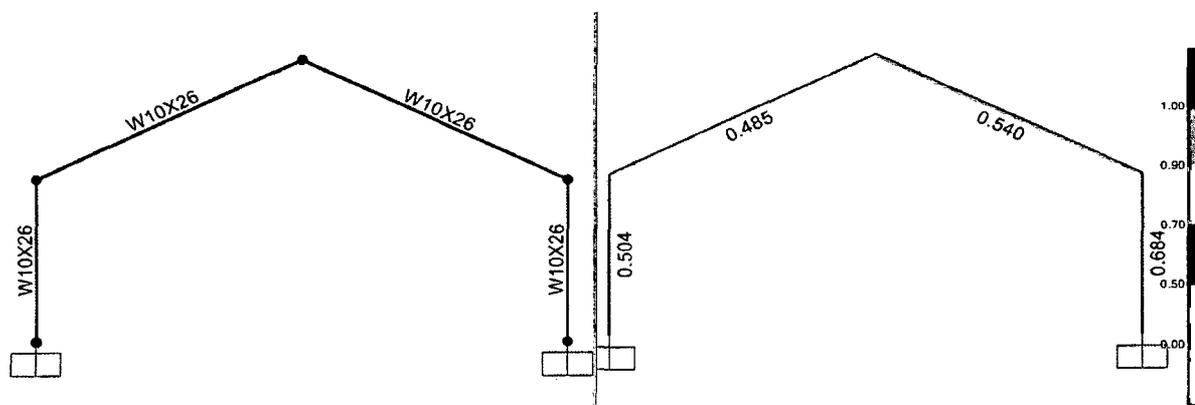


**Fig. 55. Pórticos Rígidos**

Del Análisis de los pórticos se obtuvo los siguientes elementos calculados en el diseño para cada sistema de porticos

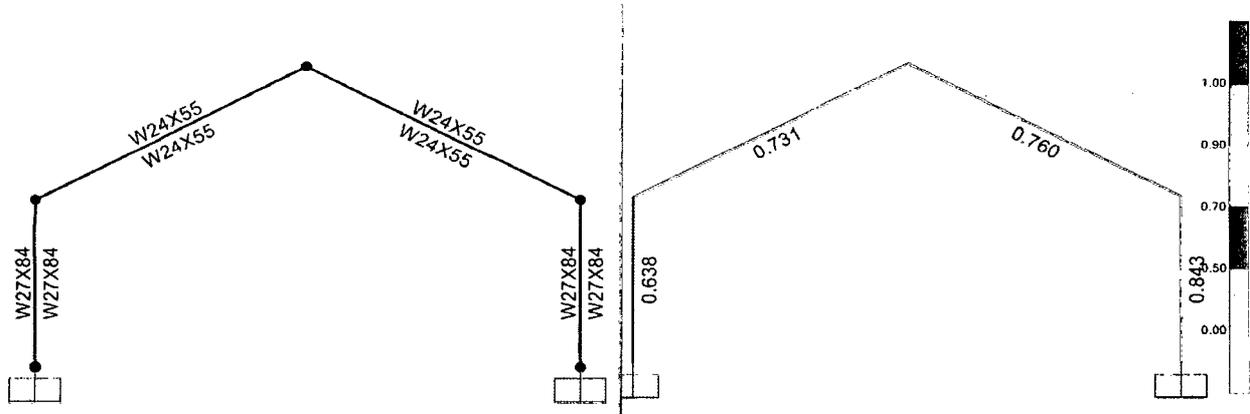
Elementos analizados Porticos Rígidos

Para una Luz de 20 metros:



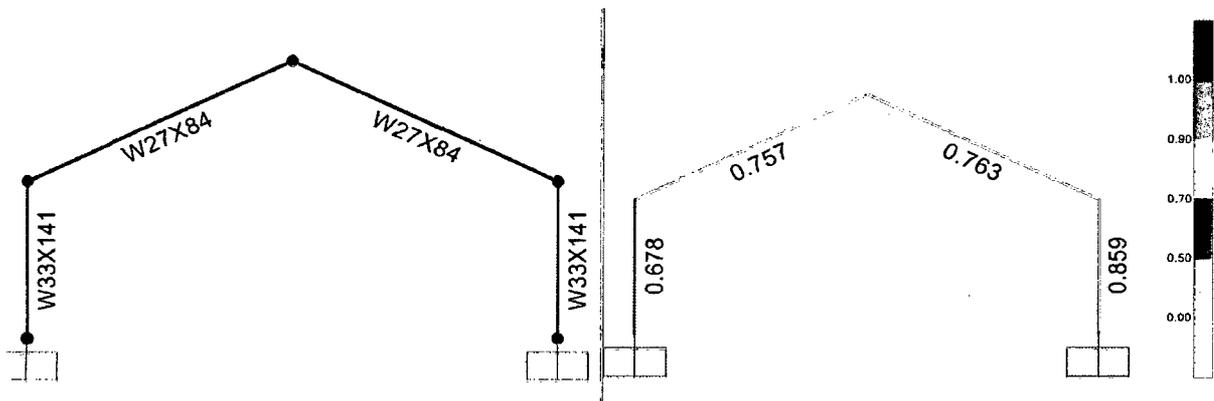
**Fig. 56. Pórtico Rígido de 20 m. de luz**

Para una luz de 30 metros



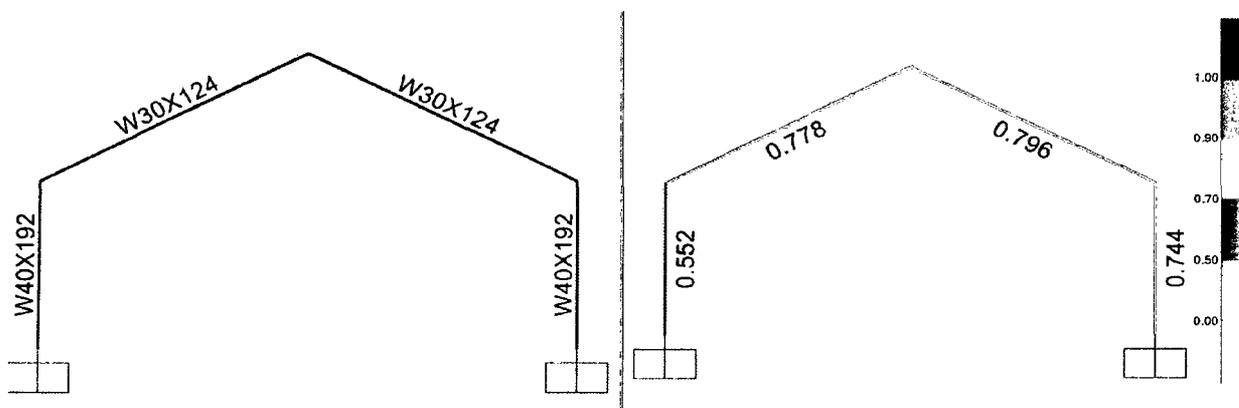
**Fig. 57.** Pórtico Rígido de 30 m. de luz

Para una luz de 40 metros



**Fig. 58.** Pórtico Rígido de 40m. de luz

Para una luz de 50 metros



**Fig. 59.** Pórtico Rígido de 50 m. de luz

Para una luz de 60 metros

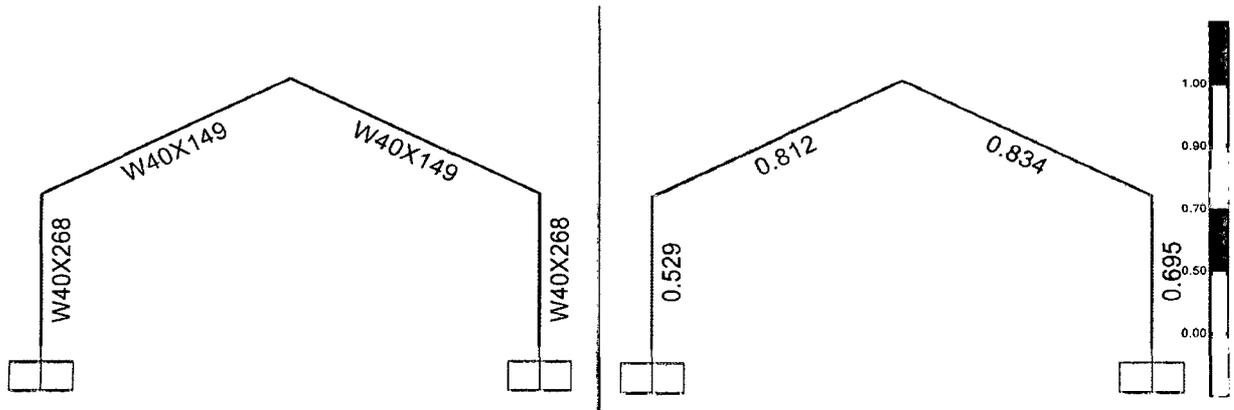


Fig. 60. Pórtico Rígido de 60 m. de luz

**PÓRTICOS RETICULADOS**

Para una luz de 20 metros

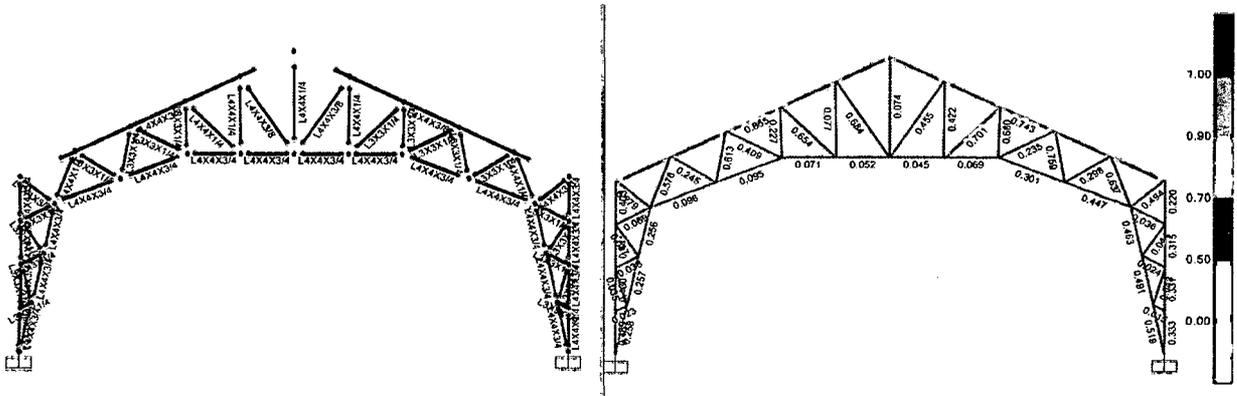


Fig. 61. Pórtico Reticulado de 20 m. de luz

Para una luz de 30 metros

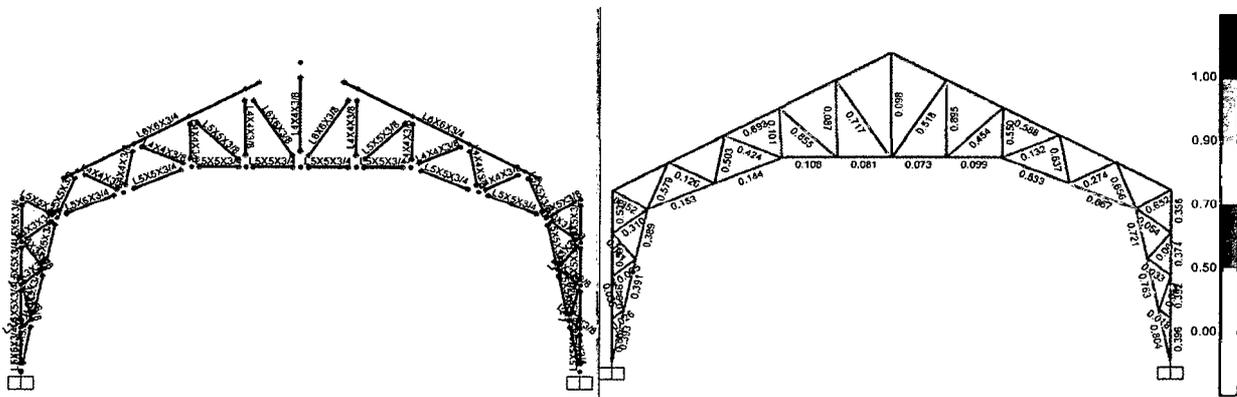


Fig. 62. Pórtico Reticulado de 30 m. de luz

Para una luz de 40 metros

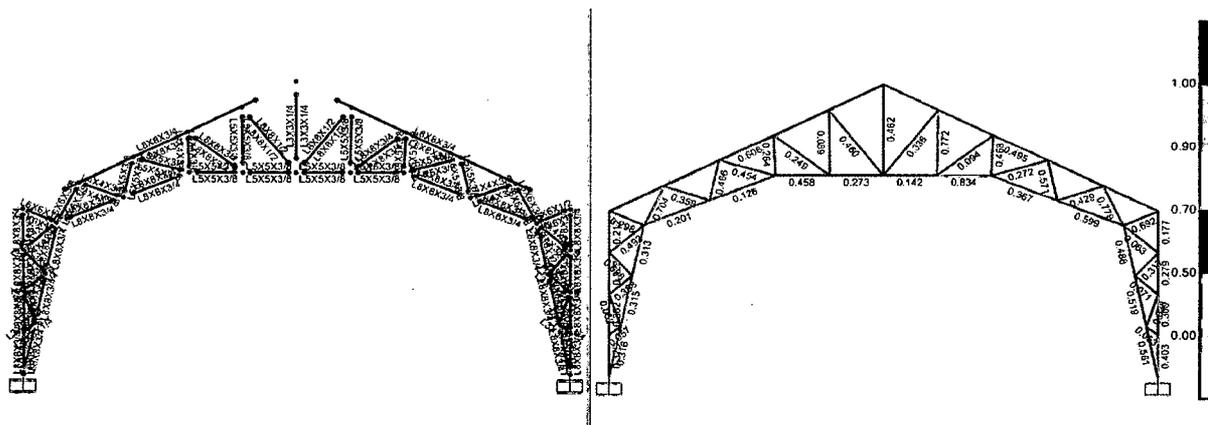


Fig. 63. Pórtico Reticulado de 40 m. de luz

Para una luz de 50 metros

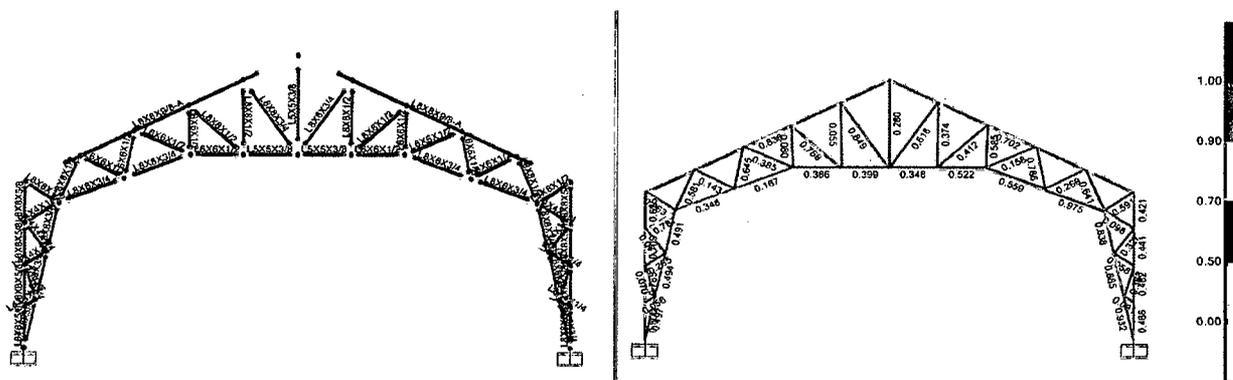


Fig. 64. Pórtico Reticulado de 50 m. de luz

Para una luz de 60 metros

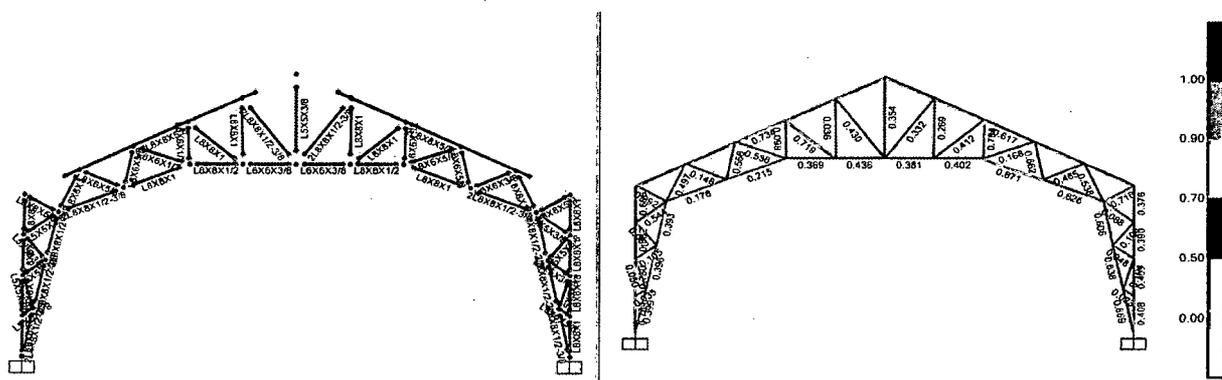


Fig. 65. Pórtico Reticulado de 60 m. de luz

## ANÁLISIS DE RESULTADOS

### DESPLAZAMIENTO POR SISMO EN X

Como resultados obtenidos en cuanto a desplazamientos obtenemos que los obtenidos debidos a sismo en el portico con nudos rigidos es mayor al desplazamiento por sismo que el portico reticulado. Veamos los resultados para el portico de 12 metros de luz

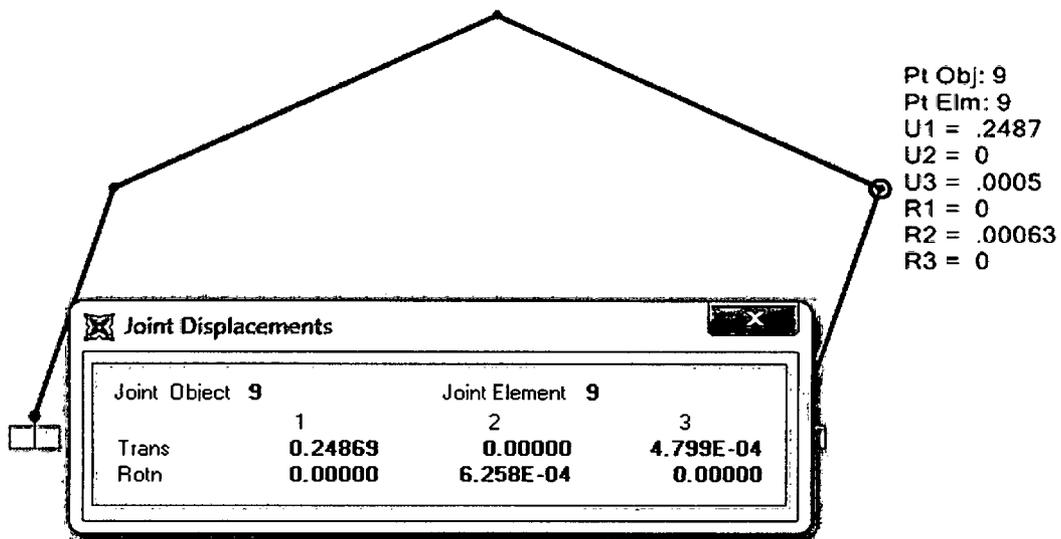


Fig. 66. Desplazamiento por sismo en x

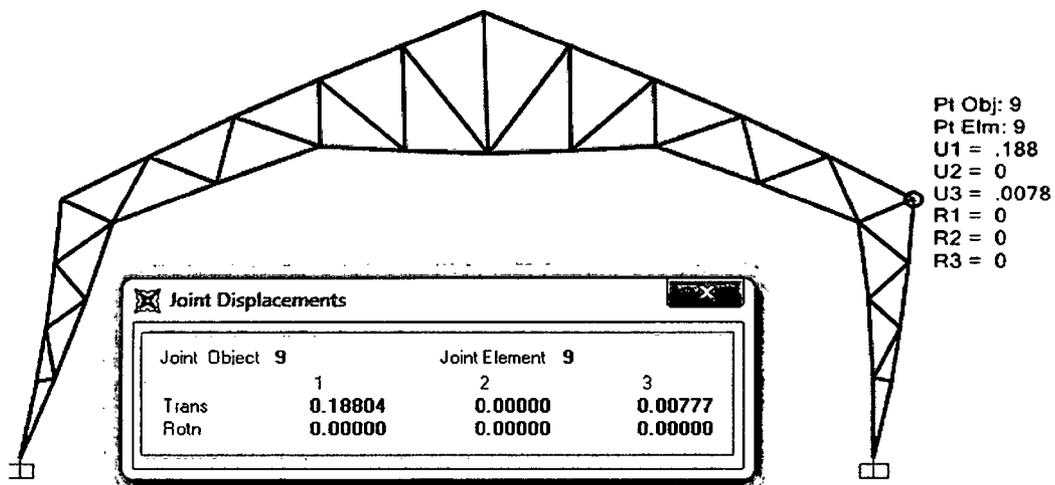


Fig. 67. Desplazamiento por sismo en x



## DEFLEXIONES POR CARGAS DE SERVICIO

Como resultados obtenidos en cuanto deflexiones y distorsiones obtenemos que los obtenidos debido a cargas de servicio en el pórtico con nudos rígidos es mucho mayor al desplazamiento por cargas de servicio que en el pórtico reticulado

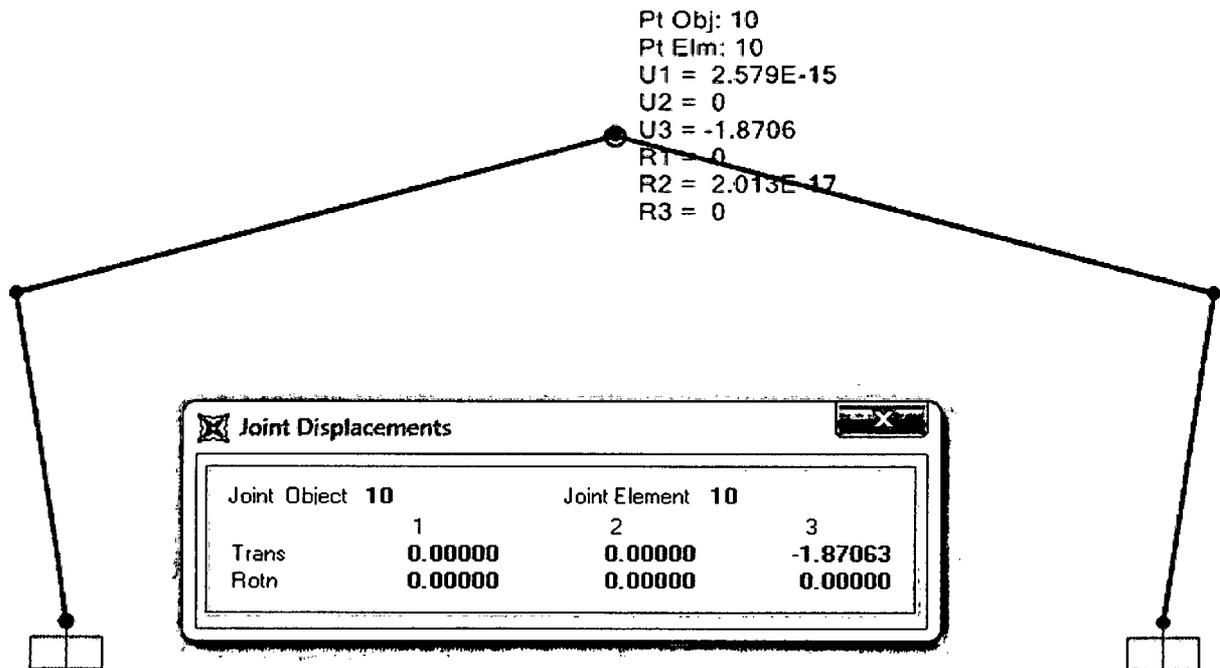


Fig. 68. Deflexiones por cargas de servicio (cm)

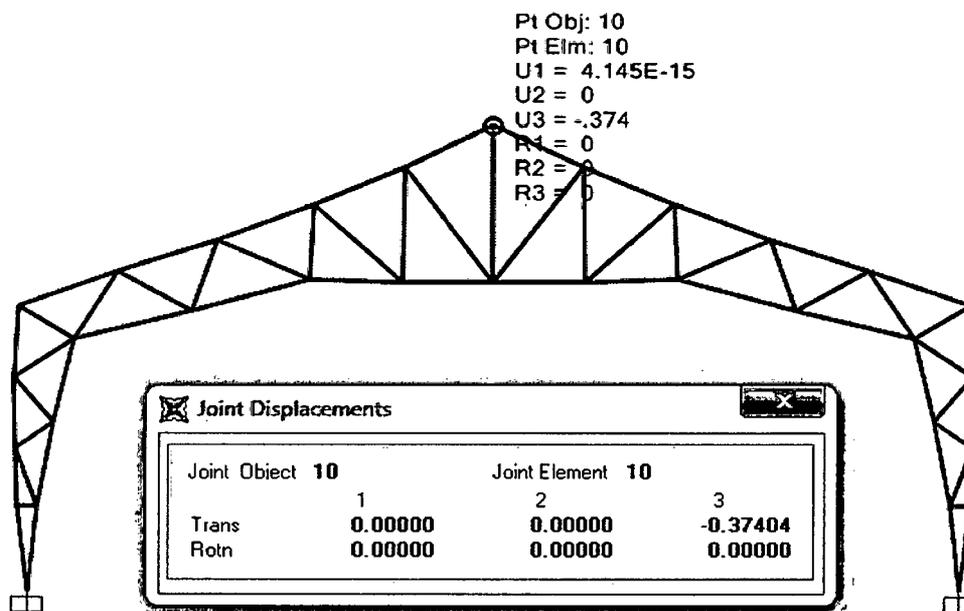


Fig. 69. Deflexiones por cargas de servicio (cm)



Se concluye que para una luz de 12 metros que fue nuestra configuración inicial, en cuanto a geometría, obtenemos resultados favorables al pórtico reticulado en cuanto a desplazamientos, y deflexiones, teniendo por lo tanto un mejor comportamiento estructural, teniendo en cuenta los mismos parámetros para ambos casos.

Sistema Estructural / Pórtico	Nudos Rígidos	Armadura
Luz (m)	12	12
Desplaz. X (cm)	0.25	0.18
Deflex. Vert. (cm)	1.87	0.37

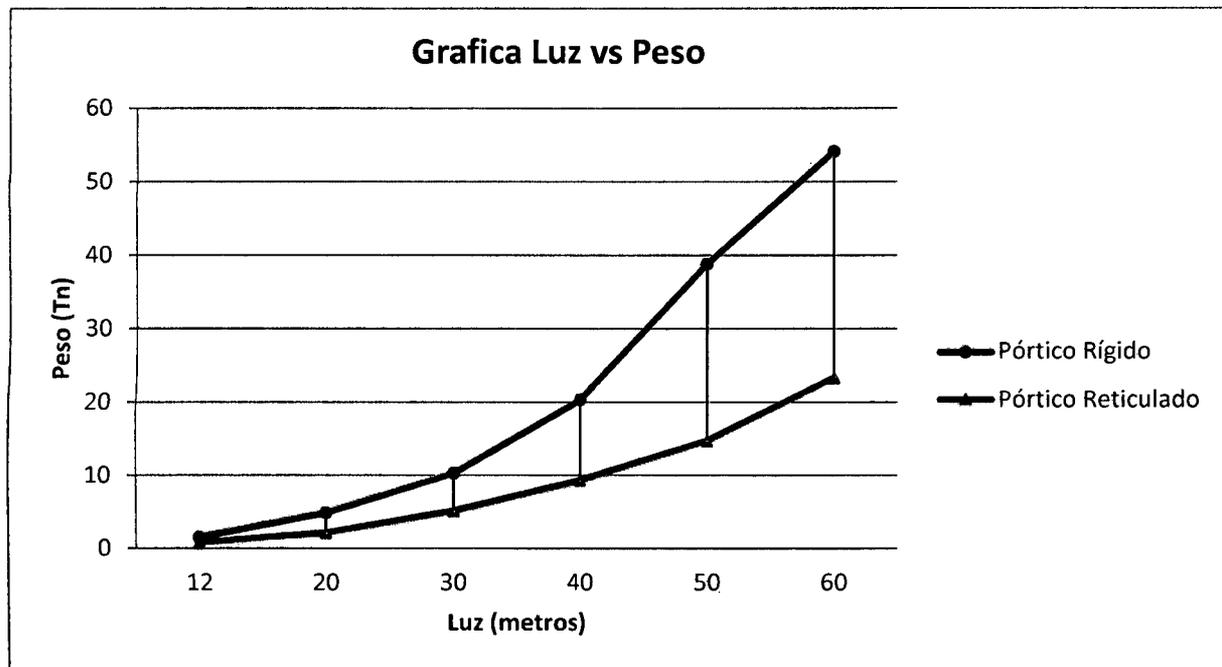
**Tabla N° 20** Desplazamientos Portico de 12 metros

Del analisis de todos los porticos se presentan los resultados mas importantes obtenidos mediante el programa

TABLE: Material List 1					Desplazamientos		
Luz (m)	Portico	Obj Text	Mat Text	Peso Kgf	Sismo X (cm)	Viento	
						Wx1 (cm)	Wx2 (cm)
12	Rigido	Frame	A36	825.31	0.248	1.143	0.352
	Reticulado	Frame	A36	790.61	0.188	0.896	0.435
20	Rigido	Frame	A36	2872.37	0.894	3.373	1.090
	Reticulado	Frame	A36	2105.58	0.363	1.584	0.816
30	Rigido	Frame	A36	5300.88	0.799	3.030	0.884
	Reticulado	Frame	A36	5092.47	0.710	2.523	1.260
40	Rigido	Frame	A36	11093.41	1.142	3.502	0.939
	Reticulado	Frame	A36	9319.28	1.020	3.164	1.547
50	Rigido	Frame	A36	24144.13	1.770	5.383	1.549
	Reticulado	Frame	A36	14711.66	1.491	4.140	2.109
60	Rigido	Frame	A36	30840.08	2.060	6.231	1.761
	Reticulado	Frame	A36	23339.14	1.854	4.426	2.210

**Tabla N° 21** Desplazamientos Porticos diferentes luces

## Relación de la Luz y el Peso de la Estructura



**Fig. 70.** Gráfica Luz vs Peso

De la grafica podemos observar que a medida aumentamos la luz de la estructura, El sistema compuesto por secciones de alma llena, es decir el de nudos rígidos, se vuelve cada vez mas pesado, esto debido a que cada vez que aumenta la luz las secciones de columnas y vigas del portico, tienen que ser mas robustas, convirtiendose a mayores luces ineficientes estructuralmente, por otro lado los porticos compuestos por armaduras presentan un mejor comportamiento a medida que aumentamos la luz, puesto que aumenta no tan bruscamente como lo hace el sistema de porticos con nudos rígidos



## CAPÍTULO IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### CONCLUSIONES

1. Se realizó el análisis estructural para el sistema estructural en base a pórticos con nudos rígidos, estableciendo resultados como desplazamientos laterales, deflexiones en vigas, así como también se analizaron los ratios de demanda capacidad de cada elemento estructural.  
Para el primer análisis del pórtico Rígido de 12 metros se obtuvo un desplazamiento lateral debido a sismo en el punto 09 del pórtico de 0.248 cm, una deflexión de 1.87 cm, el peso de esta estructura es de 825.31 Kg, el resultado del análisis de ratios nos arrojan valores menores al 95%, por lo que están desempeñándose eficientemente por resistencia sin presentarse sobreesfuerzos.
2. Se realizó el análisis estructural para el sistema compuesto por pórticos reticulados, estableciendo resultados como desplazamientos laterales, deflexiones del sistema en conjunto, así como también se analizaron los ratios de demanda capacidad de cada elemento estructural.  
Para el primer análisis del pórtico reticulado de 12 metros se obtuvo un desplazamiento lateral debido a sismo en el punto 09 de la armadura de 0.188 cm, una deflexión de 0.37cm, el peso de esta estructura es de 790.61 Kg., el resultado del análisis de ratios nos arrojan valores menores al 95%, por lo que están desempeñándose eficientemente por resistencia sin presentarse sobreesfuerzos.



3. Se realizó el análisis estructural de pórticos de 12, 20,30,40,50,60 metros para ambos sistemas estructurales, analizándose cada uno independientemente, obteniendo desplazamientos por sismo y por viento.

.TABLE: Material List 1					Desplazamientos		
Luz (m)	Portico	Obj	Mat	Peso	Sismo X (cm)	Viento	
		Text	Text	Kgf		Wx1 (cm)	Wx2 (cm)
12	Rigido	Frame	A36	825.31	0.248	1.143	0.352
	Reticulado	Frame	A36	790.61	0.188	0.896	0.435
20	Rigido	Frame	A36	2872.37	0.894	3.373	1.090
	Reticulado	Frame	A36	2105.58	0.363	1.584	0.816
30	Rigido	Frame	A36	5300.88	0.799	3.030	0.884
	Reticulado	Frame	A36	5092.47	0.710	2.523	1.260
40	Rigido	Frame	A36	11093.41	1.142	3.502	0.939
	Reticulado	Frame	A36	9319.28	1.020	3.164	1.547
50	Rigido	Frame	A36	24144.13	1.770	5.383	1.549
	Reticulado	Frame	A36	14711.66	1.491	4.140	2.109
60	Rigido	Frame	A36	30840.08	2.060	6.231	1.761
	Reticulado	Frame	A36	23339.14	1.854	4.426	2.210

En esta tabla podemos observar que los desplazamientos por sismo son mayores en los pórticos con nudos rígidos.

4. Del análisis estructural de ambos sistemas, se estableció una comparación entre estos, a nivel estructural y de resistencia, teniendo el sistema compuesto por reticulados con las condiciones geométricas establecidas inicialmente por conveniencia y criterio, un mejor comportamiento estructural frente a las condiciones de carga, de apoyo, de sitio supuestas en ambos sistemas.
5. A medida que aumenta la luz de la estructura, El sistema compuesto por secciones de alma llena, es decir el de nudos rígidos, se vuelve cada vez más pesado, esto debido a que cada vez que aumenta la luz las secciones de columnas y vigas del pórtico, tienen que ser más robustas,



convirtiéndose a mayores luces ineficientes estructuralmente, por otro lado los pórticos compuestos por armaduras presentan un mejor comportamiento a medida que aumentamos la luz, puesto que el peso no aumenta bruscamente como lo hace el sistema de pórticos con nudos rígidos.

6. Los resultados que se obtuvieron con el desarrollo de esta tesis nos llevan a concluir que el sistema con pórticos reticulados para la geometría establecida por conveniencia y criterio, tiene un mejor comportamiento estructural y mayor estabilidad que el sistema de nudos rígidos bajo las mismas condiciones de geometría y carga.



## RECOMENDACIONES

1. Se recomienda al momento de cargar el modelo, poner las cargas en las unidades correspondientes, ya que muchas veces se introducen con unidades tergiversadas, esto conlleva a errores no fortuitos durante la modelación.
2. Se recomienda, leer las citas y bibliografías descritas en el desarrollo de la tesis, para ampliar los conocimientos sobre el tema, y más aún al tratarse el tema de esta tesis que es de estructuras metálicas, el cual no es tan difundido en nuestro medio, con el fin de promover el hábito de lectura y de investigación.
3. Se recomienda promover este tipo de investigaciones, no quedando estancada en el conocimiento de una sola persona sino con el fin de masificarla y difundirla en nuestro medio.



## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero Pág. 77
- Mc Cormac, Diseño de estructuras de Acero, Método LRFD.  
2ª Edit., 2ª reimpresión, Edit. Alfaomega Grupo Editor, 1-25 Pág.
- Zapata Baglietto, 2000, Diseño estructural en acero.  
1ª Edit., 2ª reimpresión, 1-25 Pág.
- O. De Buen, s. Gerard, Marcos rígidos para edificios Análisis de segundo orden, Febrero 1977. Pág. 01-06.
- Sriramulu Vinakota, Estructuras de Acero Comportamiento y LRFD, Enero 2006. Pág. 86-89.
- Ramón Arguelles Álvarez, Estructuras de Acero - Calculo, Marzo 2005. Pág. 104-109.
- R. C. Hibbeler, Análisis Estructural, Marzo 2005. Pág. 104-109.
- María Graciela Fratelli, DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS Estados Límites LRFD, Marzo 2003. Pág. 24-50.
- Neftalí Rodríguez, Estructuras para Grandes Claros, Enero 1976. Pág. 104-109.

## ANEXOS

### ANEXO A: ZONIFICACIÓN SÍSMICA

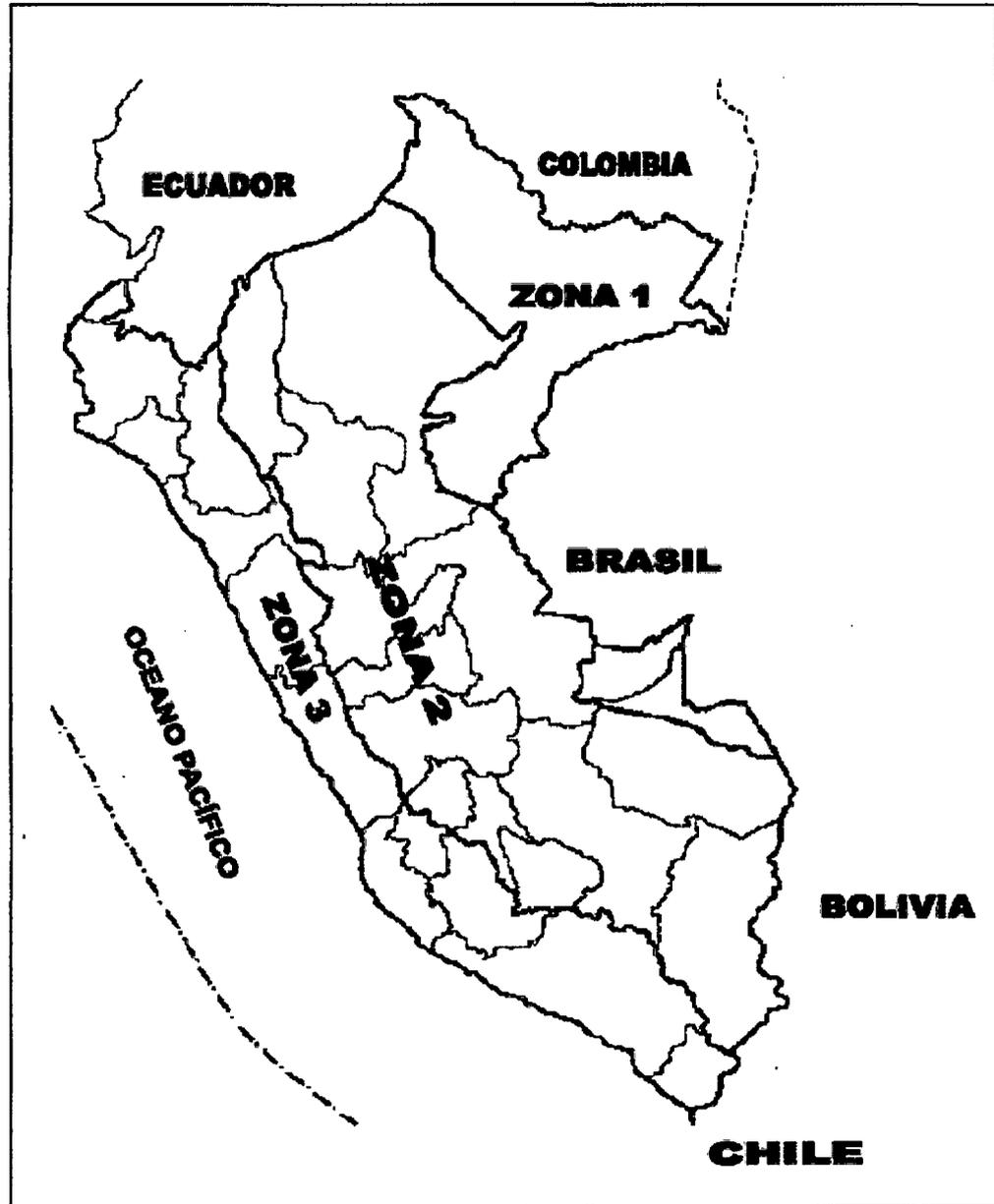


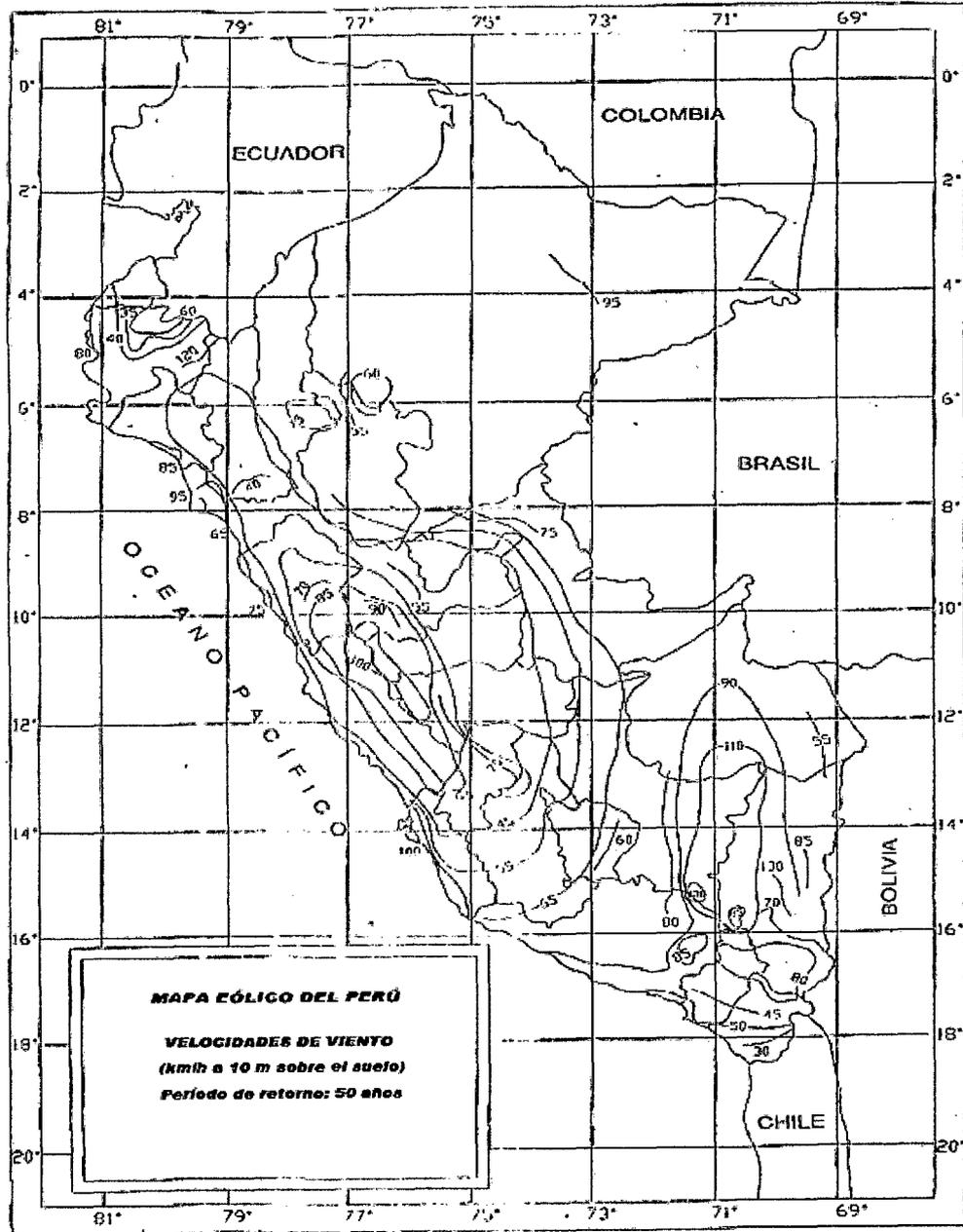
Tabla N°1  
FACTORES DE ZONA

ZONA	Z
3	0,4
2	0,3
1	0,15

(Ref. "Reglamento Nacional de Edificaciones", Perú 2006)



## ANEXO B: CARGAS DE VIENTO



(Ref. "Reglamento Nacional de Edificaciones", Perú 2006)



## ANEXO C: Medidas recomendadas para los huecos en placas base.

Tabla 2.3 Medidas recomendadas para los huecos de las varillas de anclaje de las placas base

Diámetro de la Varilla de Anclaje, pulgadas.	Diámetro del Hueco, pulgadas.	Minima Dimensión de la Arandela, pulgadas	Minimo Espesor de la Arandela, pulgadas
$\frac{3}{4}$	$1\frac{5}{16}$	2	$\frac{1}{4}$
$\frac{7}{8}$	$1\frac{9}{16}$	$2\frac{1}{2}$	$\frac{5}{16}$
1	$1\frac{13}{16}$	3	$\frac{3}{8}$
$1\frac{1}{4}$	$2\frac{1}{16}$	3	$\frac{1}{2}$
$1\frac{1}{2}$	$2\frac{5}{16}$	$3\frac{1}{2}$	$\frac{1}{2}$
$1\frac{3}{4}$	$2\frac{3}{4}$	4	$\frac{5}{8}$
2	$3\frac{1}{4}$	5	$\frac{3}{4}$
$2\frac{1}{2}$	$3\frac{3}{4}$	$5\frac{1}{2}$	$\frac{7}{8}$

**Notes:** 1. Arandelas circulares o cuadrados que cumplen el tamaño de la muestra son aceptables.  
2. Debe haber un espacio adecuado para el tamaño de la arandela seleccionado.  
3. Véase el uso de la alternativa 1  $\frac{1}{16}$  pulgadas de diámetro del hueco para varillas de  $\frac{3}{4}$  pulgadas de diámetro, con placas de menos de  $1\frac{1}{4}$  pulgada de espesor.