



**UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO EN ACERO  
PARA TOLVAS DE COQUE DE PETRÓLEO, EN LA PLANTA  
PRODUCTORA DE CEMENTO, UBICADA EN CD. COOPERATIVA  
CRUZ AZUL, HGO.**

**T E S I N A**

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

**ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS**

PRESENTA:

**ING. JOSÉ CIRO CASTRO GARCÍA**

DIRECTOR DE TESINA: **ING. CARLOS A. ARROYO VEGA.**

CIUDAD DE MÉXICO.

FEBRERO 2018



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

## **INDICE**

### **OBJETIVO.**

#### **I. INTRODUCCIÓN.**

##### **I.1 DATOS GENERALES DEL PROYECTO.**

I.1.1 UBICACIÓN.

I.1.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES.

##### **I.2 NORMATIVIDAD.**

##### **I.3 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO ESTRUCTURAL.**

I.3.1 PRUEBAS REALIZADAS AL ACERO ESTRUCTURAL.

I.3.2 TIPOS DE ACERO.

I.3.3 GRADOS DE ACERO.

I.3.4 CONSIDERACIONES PARA LA ELECCIÓN DEL TIPO DE ACERO.

#### **II. CONSIDERACIONES DE CARGAS.**

##### **II.1 ANÁLISIS DE CARGAS.**

II.1.1 CARGAS MUERTAS.

II.1.2 CARGAS VIVAS.

II.1.3 COMBINACIONES DE CARGAS.

#### **III. ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO.**

III.1 CONDICIONES DE REGULARIDAD.

III.2 FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO (Q).

III.3 REDUCCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS (Q').

III.4 ESPECTRO DE DISEÑO SÍSMICO.

III.5 FUERZAS SISMICAS.

III.6 ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

## **IV. DISEÑO ESTRUCTURAL.**

### **IV.1 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES (MÉTODO LRFD Y ASD).**

IV.1.1 DISEÑO DE MIEMBROS A TENSIÓN.

IV.1.2 DISEÑO DE MIEMBROS A COMPRESIÓN.

IV.1.3 DISEÑO DE MIEMBROS A FLEXO-COMPRESIÓN.

IV.1.4 DISEÑO DE MIEMBROS A FLEXIÓN Y CORTANTE.

### **IV.2 DISEÑO DE CONEXIONES.**

IV.2.1 CONEXIÓN VIGA SECUNDARIA A VIGA PRINCIPAL.

IV.2.2 CONEXIÓN VIGA COLUMNA.

IV.2.3 CONEXIÓN DE CONTRAVENTEOS.

IV.2.4 PLACA BASE.

## **V. CONCLUSIONES.**

### **REFERENCIAS.**

### **ANEXOS.**

- i. ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS.
- ii. MÉTODO ESTÁTICO MANUAL DE OBRAS CIVILES DE LA CFE 2015.
- iii. TABLAS.
- iv. PLANOS DE PROYECTO.



## **OBJETIVO.**

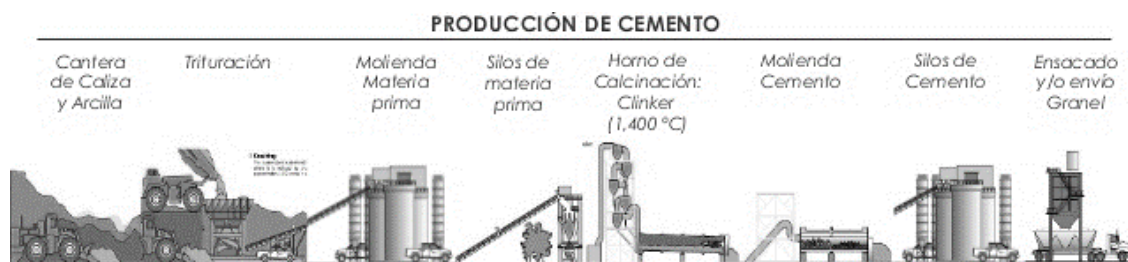
El objetivo de este trabajo es, presentar un ejemplo real y práctico de una estructura en acero no convencional que forma parte del conjunto de edificaciones y estructuras que se encuentran destinadas a la industria de la producción de cemento, para que sirva como material de consulta y apoyo en el desarrollo de los proyectos de este tipo. El tema principal se enfoca esencialmente en el diseño de miembros en acero, con base en el Manual AISC (American Institute of Steel Construction) 13ª edición, métodos LRFD (Load and Resistance Factors Design) y ASD (Allowed Strees Design).

## I. INTRODUCCIÓN.

En el proceso de elaboración del cemento hidráulico, se requiere de estructuras e instalaciones adecuadas, funcionales, seguras y económicas que alberguen y soporten la maquinaria, el equipo y mano de obra operativa y administrativa, los cuales, en conjunto, desempeñan todos los trabajos en las diferentes etapas que involucran la producción del cemento.

Las etapas del proceso de producción del cemento hidráulico son, en términos generales (*ver figura I.1*):

- Exploración.
- Trituración.
- Prehomogeneización.
- Dosificación.
- Molienda de Harina Cruda.
- Homogeneización.
- Calcinación.
- Molienda de cemento.
- Envase.



*Figura I.1*

Dentro de estas etapas, la más importante es la de calcinación; y se lleva a cabo en un horno rotatorio, que en cuyo interior se alcanzan temperaturas de hasta 1500 grados centígrados, mediante un proceso físico-químico, la harina cruda se transforma en un compuesto hidráulico llamado Clinker.

El horno requiere de quemadores para alcanzar dichas temperaturas y para que se logre la transformación de la harina a Clinker. Los quemadores funcionan mediante el suministro de combustible que genera el calor necesario para este proceso.

Uno de los combustibles alternativos que se suministra a los quemadores, es el coque de petróleo, para lo cual, es pertinente un tratamiento adecuado para su almacenamiento, dosificación y transporte, ya que es un material que por tener características de alto poder calórico, puede reaccionar por si solo y producir fuego.

El coque de petróleo es un sólido carbonoso derivado de las unidades de coquización en una refinería de petróleo, es el petróleo ya refinado, listo para ser utilizado como combustible, su contenido de carbón y azufre pueden variar. La gran desventaja del coque de petróleo está presente en la emisión de contaminantes, especialmente por el óxido de nitrógeno, dióxido de azufre, azufre y metales.

El tipo de coque que se utiliza en esta industria, es el coque de bajo y alto contenido en azufre, precisamente para atenuar los efectos contaminantes, además de reducir costos de adquisición, ya que otro tipo de combustibles como el combustóleo, resulta ser de costos más elevados.

Para abatir estos contaminantes y ahorro en los costos para la utilización de combustible, es necesario dosificarlos en las cantidades exactas, esta

dosificación se logra mediante tolvas, donde, el material se pesa de acuerdo a lo requerido y se transporta en una banda que se encuentra apoyada sobre la plataforma ubicada en el nivel de descarga, las tolvas de mayor capacidad contendrán el coque con alto contenido de azufre que serán suministradas por un elevador de cangilones y en la de menor capacidad, el de bajo contenido de azufre, esta será llenada por medio de una banda transportadora (el proceso se muestra en la figura 1.2).

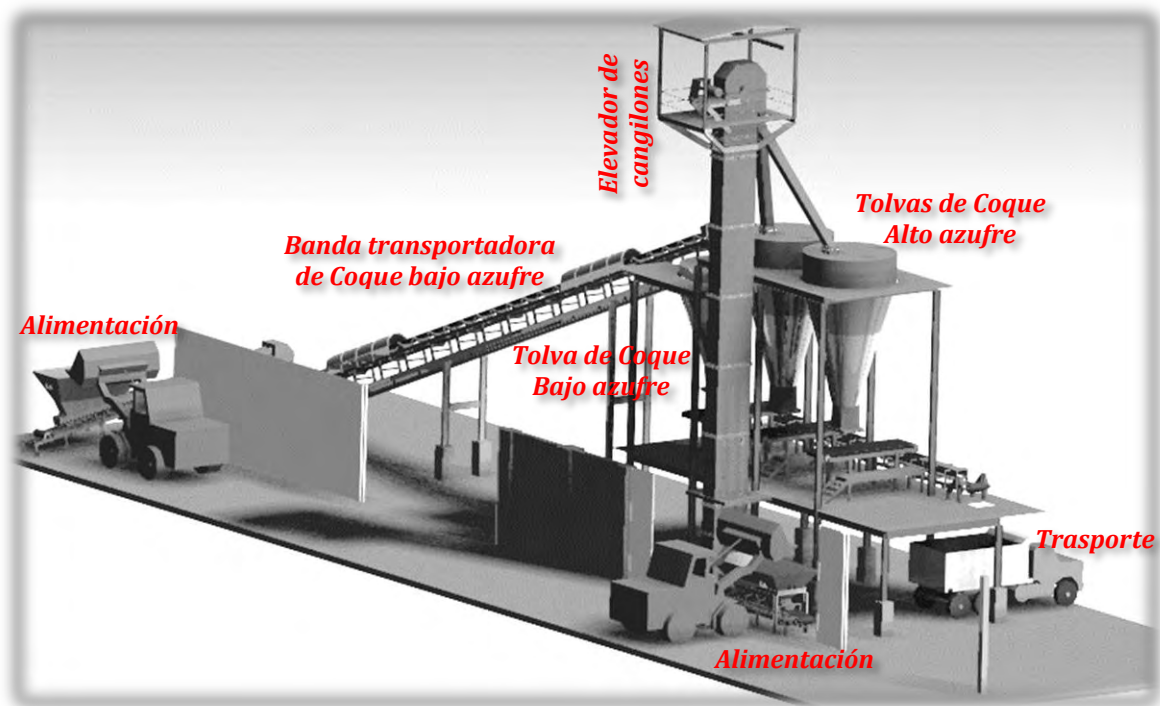


Figura 1.2 Esquema general del proceso de dosificación de coque.

Estas tolvas requieren de una estructura que sea capaz de soportar el peso de la mismas incluyendo el contenido del material de coque, toda la carga muerta y peso propio de la estructura, además tendrán que soportar las solicitaciones accidentales, guardando en todo momento el equilibrio, por lo tanto, la propuesta es analizar y diseñar una estructura en acero que satisfaga las necesidades requeridas.

## I.1 DATOS GENERALES DEL PROYECTO.

### I.1.1 UBICACIÓN.

El proyecto está ubicado en las coordenadas 19°59'02.7"N 99°19'54.7"W, dentro de las instalaciones de la planta productora de cemento “Cooperativa la Cruz Azul, S.C.L.”, Ciudad Cooperativa Cruz Azul, en el estado de Hidalgo (ver figura I.2 y I.4).



Figura I.3 Ubicación del estado de Hidalgo en el Mapa de la República Mexicana.



Figura I.4 Ubicación de la estructura dentro de la planta productora de cemento.

## **I.1.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES.**

El presente trabajo tiene como objetivo principal el análisis y diseño estructural, del edificio en acero para tovas de coque, que será capaz de soportar las cargas verticales (Carga Muerta, Carga Viva) y las solicitaciones horizontales (Sismo).

De acuerdo a las necesidades y requerimientos del proyecto por parte del área de Ingeniería Mecánica, la estructura carecerá de muros, fachadas y cubiertas. Las columnas se desplantarán sobre dados de concreto reforzado, para protegerlas de posibles accidentes provocados por el tránsito de camiones de carga.

Tomando como referencia el espacio tridimensional “x”, “y” y “z”, en el sentido positivo, donde las dimensiones horizontales se acotan en “x” e “y” y las verticales en “z”. La estructura se conforma de: El N.T.C. +109.029 donde se desplantan las columnas metálicas, sobre un pedestal de concreto reforzado que se desplanta en el nivel N.T.C. +107.529, su altura es de 1.5 m y con la sección transversal rectangular de 75 cm x 70 cm, distribuidas en dos ejes A y B en el sentido “y”, con una distancia entre ejes de 6 m; en el sentido “x”, cinco ejes, denominados como 1, 2, 3, 4 y 5; del eje 1 al 2, una distancia de 5 m, del 2 al 3, del 3 al 4 y del 4 al 5, una distancia entre ejes de 4.6 m; sobre el nivel N.T. PL. A. +112.123 un volado que parte del eje A con una distancia de 2.5 m, y otro volado a partir del eje 5 de 1.15 m, ocupando un área de 19.95 m x 8.5 m, también se ubica la banda transportadora para descarga del material dosificado y tres escaleras de 1 m de ancho con una plataforma al N.T.R. +113.129 para operación, mantenimiento e inspección.

En la plataforma del nivel N.T.PL.A. +121.523, entre los ejes 2 y 4, con un área de 6.35 m x 6.0 m, se apoyan las tolvas para coque con alto contenido de azufre, con un pasillo en volado de 1.15 m a partir del eje 2 hacia el eje 1. En el nivel

N.T. PL. A. +119.323, entre los ejes 4 y 5, se soporta la tolva para coque con bajo contenido de azufre, también cuenta con un volado de 1.15 m empezando en el eje 5.

Sobre el eje B, entre los ejes 2 y 3, se ubicará el elevador de cangilones para abastecer las tolvas de coque con alto contenido de azufre, también sobre este mismo eje, pero entre los ejes 4 y 5, se apoyara la estructura de las escaleras para acceso a las plataformas del edificio de tolvas.

La altura total del edificio es de 13.994 m, desde el N.P.T +107.529 hasta el N.T.E. +121.523.

*(Ver planos en anexo iv).*

## **I.2 NORMATIVIDAD**

Para efecto del análisis y diseño, se hace uso de algún software comercial para análisis estructural como: STAAD.Pro V.8i, ETABS 2016, Robot de Autodesk, Cype; por mencionar algunos, en este caso se hizo uso del programa STAAD Pro V.8i; esto para obtener su respuesta ante la demanda de las sollicitaciones, cumpliendo con los lineamientos vigentes propuestos en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2004) y sus Normas Técnicas Complementarias; aunque la edificación no se localiza dentro de la Ciudad de México se tomarán como referencia, así como los métodos para el diseño de los elementos, basado en el Manual AISC (American Institute of Steel Construction) y recomendaciones del Manual de Obras Civiles de la CFE (Comisión Federal de Electricidad) 2015.

### **I.3 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO ESTRUCTURAL.**

Por tratarse de una estructura en acero, es de suma importancia para el ingeniero estructural conocer el tipo de acero a emplear, sus propiedades mecánicas tales como el esfuerzo de fluencia y su resistencia a la tensión, además de la ductilidad y resistencia a la fractura, su composición química, metalurgia y soldabilidad.

En el mercado existe una variedad de grados de acero que deben cumplir con los requerimientos de estados límite de falla y los estados límite de servicio, también se debe tener en cuenta su fabricación y disponibilidad para su adquisición.

#### **I.3.1 PRUEBAS REALIZADAS AL ACERO ESTRUCTURAL.**

De acuerdo a las pruebas que se le realizan al acero por parte de la ASTM (en México equivalentes a las NMX), se pueden determinar sus propiedades mecánicas, la prueba para obtener la fluencia, resistencia a la tensión y las propiedades de deformación se conoce como tracción uniaxial, de la cual, los valores obtenidos se representan en una gráfica esfuerzo contra deformación (*ver fig. I.5*).

El acero estructural, no es un material homogéneo ni isótropo, por lo tanto, las propiedades varían de una muestra a otra, estas características de variabilidad, son tomadas en cuenta en los criterios de diseño LRFD.

Entre más dúctil es el acero, mayor es su tenacidad o dureza, la dureza disminuye a temperaturas más bajas, lo que significa que el acero tiende a ser más frágil en estas condiciones.



Los análisis químicos, se realizan para obtener la composición, tomadas con riguroso intervalo de tiempo en cada colada, hasta obtener la química deseada y el resultado final, esto se refleja en los certificados de Calidad. Cada composición tiene efecto en las propiedades mecánicas y de soldabilidad del acero. Las pruebas metalúrgicas examinan la estructura y grano del acero, y determinan el tipo y la ductilidad.

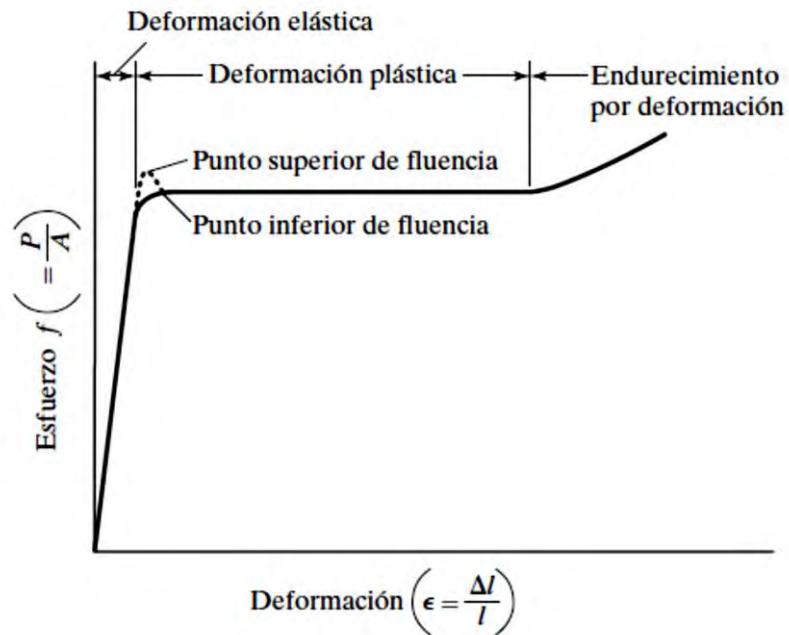


Figura 1.5 Gráfica esfuerzo deformación para un acero dulce con bajo contenido de carbono.

Las propiedades más importantes del acero son su esfuerzo de fluencia ( $F_y$ ), la resistencia a la tensión última ( $F_u$ ), la deformación unitaria y la deformación total ( $\epsilon_u$  y  $\epsilon_{st}$ ), además de la deformabilidad volumétrica y el módulo de elasticidad ( $E$ ). El módulo de elasticidad es constante para todos los grados de acero estructural y equivale a  $2.039 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$  (29,000 ksi o 200,000 MPa).

### I.3.2 TIPOS DE ACERO

La clasificación de los principales tipos de acero es de acuerdo a su composición química y características de procesamiento.

1. Aceros al carbón o aceros al carbón magnesio (Aceros estructurales).
2. Alta resistencia, baja aleación.
3. Alta resistencia, apagados y templados, Aceros aleados.
4. Alta resistencia, apagados y auto-templados, aceros de aleación.

La tabla I.3.2 muestra la correlación entre las normas mexicanas NMX y las ASTM de aceros estructurales.

NMX	ASTM	Grado	F <sub>y</sub>		F <sub>u</sub>	
			MPa	Kg/cm <sup>2</sup>	MPa	Kg/cm <sup>2</sup>
B-254	A 36		250	2530	400 a 550	4080 a 5620
	A 529		345	3515	485	4950
			380	3880	485	4950
B-282	A 242		320	3235	460	4710
			345	3515	485	4920
			290	2950	414	4220
B-284	A 572		345	3515	450	4570
			414	4220	515	5270
			450	4570	550	5620
	A 992		345	3515	420 a 620	4570 a 6330
B-177	A 53	Tipo E	240	2460	414	4220
		B				
		Tipo S				
		B				
B-199	A 500 (1)	A	320	3235	430	4360
		B				
		C				
B-200	A 501		250	2530	400	4080
	A 588 (2)		345	3515	483	4920
	A 709		250	2550	400	4080
			345	3515	450	4590
			485	4950	585	5965
			690	7036	585	7750
			620	6322	690	7040
	A 913 (3)		345 a 483	3515 a 4920	448 a 620	4570 a 6330

Tabla I.3.2.

1) ASTM especifica varios grados de acero A500, para tubos circulares y rectangulares.

2) Para perfiles estructurales; placas y barras ASTM especifica varios valores, que dependen del grueso del material.

3) Dependen del grado; ASTM especifica grados 50, 60, 65 y 70.

### I.3.3 GRADOS DE ACERO.

De acuerdo a la ASTM (American Society for Testing and Materials), un gran número de grados de acero para perfiles, placas, perfiles huecos y tuberías están disponibles en el mercado, donde podemos encontrar los siguientes:

#### Perfiles y Placas:

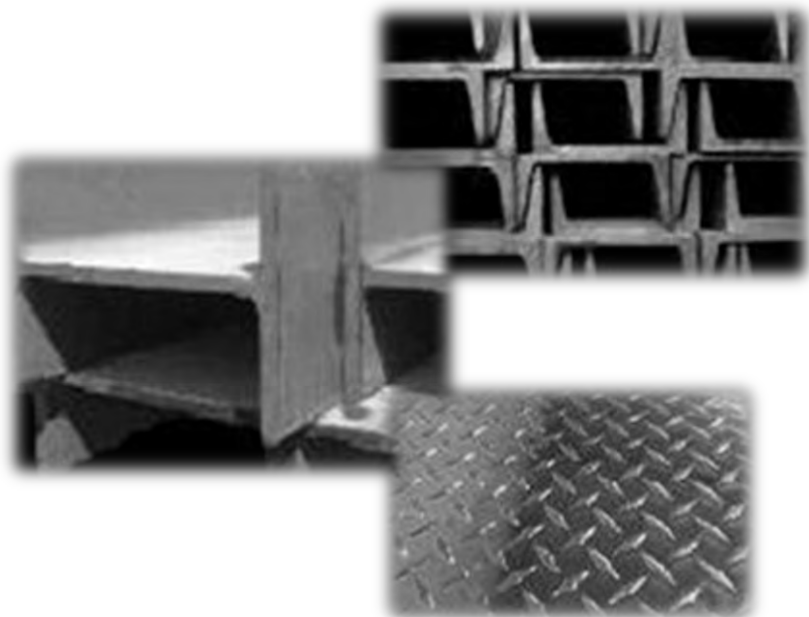
ASTM A 36

ASTM A 529

ASTM A 572

ASTM A 588

ASTM A 992

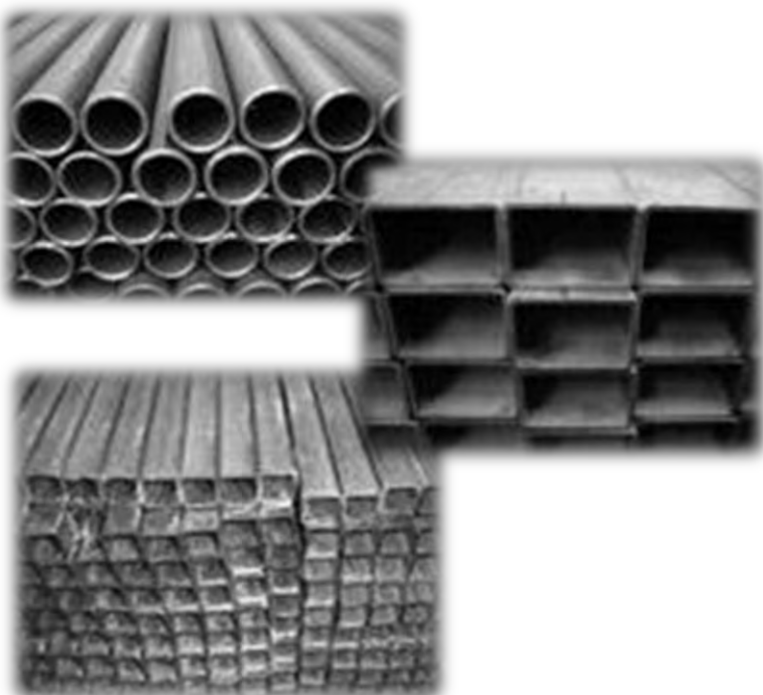


#### Secciones estructurales huecas y tubos:

ASTM A 53

ASTM A 500

ASTM A 501



### I.3.4 CONSIDERACIONES PARA LA ELECCIÓN DEL TIPO DE ACERO.

Tomando en cuenta el material de acero, el diseño estructural y fabricación de perfiles y placas, debemos hacer las siguientes consideraciones:

1. Tipo de estructura, condiciones de servicio de carga y el entorno de aplicación de las cargas.
2. Propiedades como la resistencia, ductilidad, tenacidad, soldabilidad y metalurgia.
3. Química del material.
4. Tipos de elemento estructurales, tamaños, longitud y carga.
5. Conexiones entre los elementos, soldadas y/o atornillada.
6. Criterios de fabricación, técnicas de unión, corte, soldadura de campo contra soldadura de taller.
7. Requisitos de construcción.
8. Cuantificaciones, experiencia de diseño, fabricación, personal de campo y construcción.
9. Utilización de maquinaria y equipo, en taller y campo.
10. Inspección con garantía de calidad.

“Tratar de dar el mínimo peso en acero, no siempre resulta una medida de máxima eficiencia, por el contrario, podría aumentar los costos de fabricación y montaje, esto si las secciones no son comunes o si las conexiones son innecesariamente complicadas”.

Con base en lo anterior, se determinó que:

El edificio estará integrado por un sistema de columnas, trabes y vigas de acero A-992 ( $f_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$ ); en su sistema de piso se utilizará placa anti-derrapante de  $e = 1/4"$  y rejilla Irving IS-05 ( $32 \text{ mm} \times 31.8 \text{ mm}$ ), las conexiones estarán integradas por placas de acero A-36 ( $f_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$ ), unidas con soldadura tipo E60XX para campo y E70XX para taller, de acuerdo a la AWS (American Welding Society), para las anclas de la placa base se utilizará acero A-325 ( $f_y = 6,330 \text{ kg/cm}^2$ ).

## II. CONSIDERACIONES DE CARGAS.

### II.1 ANÁLISIS DE CARGAS.

#### II.1.1 CARGAS MUERTAS.

Para estructuras industriales, la carga muerta, se deberá a: pisos, el peso de equipos y tuberías, ductos e instalaciones como charolas eléctricas, empuje estático de suelos y de líquidos.

Por lo tanto, las Cargas Muertas se obtendrán del peso propio de vigas, traveses, columnas, rejilla y/o placa anti-derrapante.

El peso propio de la estructura general, lo considera el programa con excepción de la rejilla y la placa.

#### **Carga Muerta para N.T.PL.A. +112.123, +119.323 y 121.523**

	<i>kg/m<sup>2</sup></i>
Placa anti-derrapante $e=1/4''$	55
	55

El peso de las tolvas, tanto llenas como vacías, se distribuirá en sus apoyos, como cargas concentradas.

Peso de Tolvas para coque con alto contenido de azufre: **28 Ton c/u.**

Peso de Tolva para coque con bajo contenido de azufre: **18 Ton.**

## II.1.2 CARGAS VIVAS.

Las principales acciones que entran en esta categoría son: la carga viva en pisos de operación y mantenimiento, peso de equipo y tuberías en operación y en prueba hidrostática, temperatura, fuerzas dinámicas y de impacto por funcionamiento de maquinaria y equipo.

**Cargas vivas en pisos de operación y mantenimiento:** Plataformas de operación, pasillos, escaleras, azoteas, oficinas, laboratorios, centros de control de motores, centro de control de instrumentos y Casa de Maquinas.

**Tabla. IV.1 Cargas vivas unitarias sobre pisos en kg/m<sup>2</sup>** (excepto cuando se indique otra unidad).

<b>1. Cargas vivas mínimas de diseño en Edificios Auxiliares y elementos estructurales.</b>	<b>CV ( L )</b>	<b>CV<sub>R</sub> L<sub>0</sub>(0.4)</b>	<b>Observ.</b>
f) Escaleras.	500	250	(1)
h) Plataformas y rejillas	500	300	
<b>2. Cargas vivas mínimas de diseño en casa de máquinas, cuarto eléctrico y cuarto de control.</b>			
a) Rejillas de acero donde exista la posibilidad de colocar equipos menores o tableros en maniobras de mantenimiento, reparación o montaje.	500	250	(1)

(1) Las cargas vivas reducidas en áreas de operación calculadas como  $L_0 = 0.5 L$ .

La carga viva toma en cuenta el tipo de estructura y su operatividad, esta estructura alberga equipos de precisión, los cuales, requieren permanecer

nivelados para su correcta operación.

### II.1.3 COMBINACIONES DE CARGA.

Las combinaciones de las acciones descritas por las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, secciones 2.3, 3.4 y 6.1, son las siguientes:

RCDF 2004 NTC-Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones				Dirección del sismo			
Combinación de carga	CM	CV <sub>max</sub>	CV <sub>m</sub>	+y	-y	+x	-x
01	1.0						
02		1.0					
03			1.0				
04				1.0			
05						1.0	
06	1.3	1.5					
07	1.1		1.1	+1.0		+0.30	
08	1.1		1.1	+1.0			-0.30
09	1.1		1.1		-1.0	+0.30	
10	1.1		1.1		-1.0		-0.30
11	1.1		1.1	+0.30		+1.0	
12	1.1		1.1	+0.30			-1.0
13	1.1		1.1		-0.30	+1.0	
14	1.1		1.1		-0.30		-1.0

Estas combinaciones, son una referencia general para realizar el análisis, pero podrían considerarse infinidad de combinaciones de acuerdo a las condiciones, uso y destino de la estructura.

Las combinaciones de acciones descritas por el Manual AISC 13th. Edición, para el método de Factores de Carga y Resistencia (LRFD), ASCE-7 sección 2.3, son las siguientes:

- 1)  $1.4D$
- 2)  $1.2D + 1.6 L + 0.5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
- 3)  $1.2D + 1.6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W)$
- 4)  $1.2D + 1.6 W + 0.5 L + 0.5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
- 5)  $1.2D \pm 1.0 E + 0.5 L + 0.2 S$
- 6)  $0.9D \pm (1.6W \text{ o } 1.0E)$

Y las combinaciones de carga por esfuerzos permisibles (ASD) son:

- 1)  $D$
- 2)  $D + L$
- 3)  $D + (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
- 4)  $D + 0.75 L + 0.75 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
- 5)  $D \pm (W \text{ o } 0.7 E)$
- 6)  $D + 0.75 (W \text{ o } 0.7 E) + 0.75 L + 0.75 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
- 7)  $0.6 D \pm (W \text{ o } 0.7 E)$

Donde:

$D$  = Carga Muerta + Peso propio

$L$  = Carga Viva Máxima

$Lr$  = Carga Viva en techo

$S$  = Carga de Nieve

$R$  = Carga de Lluvia

$W$  = Carga de Viento

$E$  = Carga de Sismo

**El análisis de cargas se realizó de acuerdo al criterio de la empresa.**



STAAD.Pro - [Edificio de Tolvas-1\_P40X30\_Oct-27-2014-cim - Whole Structure]

File Edit View Tools Select Geometry Commands Analyze Mode Window Help

9: PP+CM+CVMAX+CE

Modeling Postprocessing Steel Design Concrete Design RAM Connection Bridge Deck Advanced Slab Design Piping

General Support Load & Definition

For Help, press F1

Modeling Mo. Load9 : PP+CM+CVMAX+C Input Units: Mton-r

**Load & Definition**

**Definitions**

**Load Cases Details**

- 1 : LOAD CASE 1 PESO PROPIO
- 2 : LOAD CASE 2 CARGA MUERTA
- 3 : LOAD CASE 3 CVMAXIMA
- 4 : LOAD CASE 4 CARGA EQUIPO
- 5 : LOAD CASE 5 SISMO X
- 6 : LOAD CASE 5 SISMO -X
- 7 : LOAD CASE 7 SISMO Z
- 8 : LOAD CASE 8 SISMO Z
- 9 : PP+CM+CVMAX+CE
  - (1)x Load 1
  - (1)x Load 2
  - (1)x Load 3
  - (1)x Load 4
- 10 : PP+CVINST+CE
- 11 : PP+CM+CVINST+CE+SISMO X+0.3SISMO ..
- 12 : PP+CM+CVINST+CE+SISMO X-0.3SISMO Z
- 13 : PP+CM+CVINST+CE+SISMO X+0.3SISMO Z
- 14 : PP+CM+CVINST+CE+SISMO X-0.3SISMO Z
- 15 : PP+CM+CVINST+CE+0.3SISMO X+SISMO ..

New... Add... Edit... Delete...

Toggle Load

Assignment Method

Assign To Selected Entities  Use Cursor To Assign

Assign To View  Assign To Edit List

Assign Close Help

*Modelo estructural con las cargas debidas a la combinación de servicio.*

### III.1 CONDICIONES DE REGULARIDAD

Según las NTC-para Diseño por Sismo, en su sección 6.1, para que una estructura se considere regular debe satisfacer:

- 1) Planta sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales respecto a las masas, así como muros y otros elementos resistentes. Paralelos a los ejes ortogonales del edificio.

*cumple*

- 2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.

$$\frac{H}{b} < 2.5$$

$$H = 13.994 \text{ m}$$

$$B = 6.0 \text{ m}$$

$$\frac{H}{b} = \frac{13.994}{6.0} = 2.33 \text{ cumple}$$

- 3) La relación largo ancho de la base no excede de 2.5.

$$\frac{L}{b} < 2.5$$

$$L = 18.8 \text{ m}$$

$$B = 6.0 \text{ m}$$

$$\frac{L}{b} = \frac{19.95}{8.5} = 2.3 \text{ cumple}$$

- 4) En la planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda el 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dimensión que se considera de la entrante o saliente.

*no tiene entrantes ni salientes, por lo tanto, cumple*

- 5) En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.

*no cumple*

- 6) No tiene aberturas en su sistema de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión medida en planta paralelamente a la abertura; las áreas huecas no causan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro y el área total de la aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área en planta.

*no cumple*

- 7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.

*no cumple*

- 8) Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la menor de los pisos inferiores.

*no cumple*

- 9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.

*no cumple*

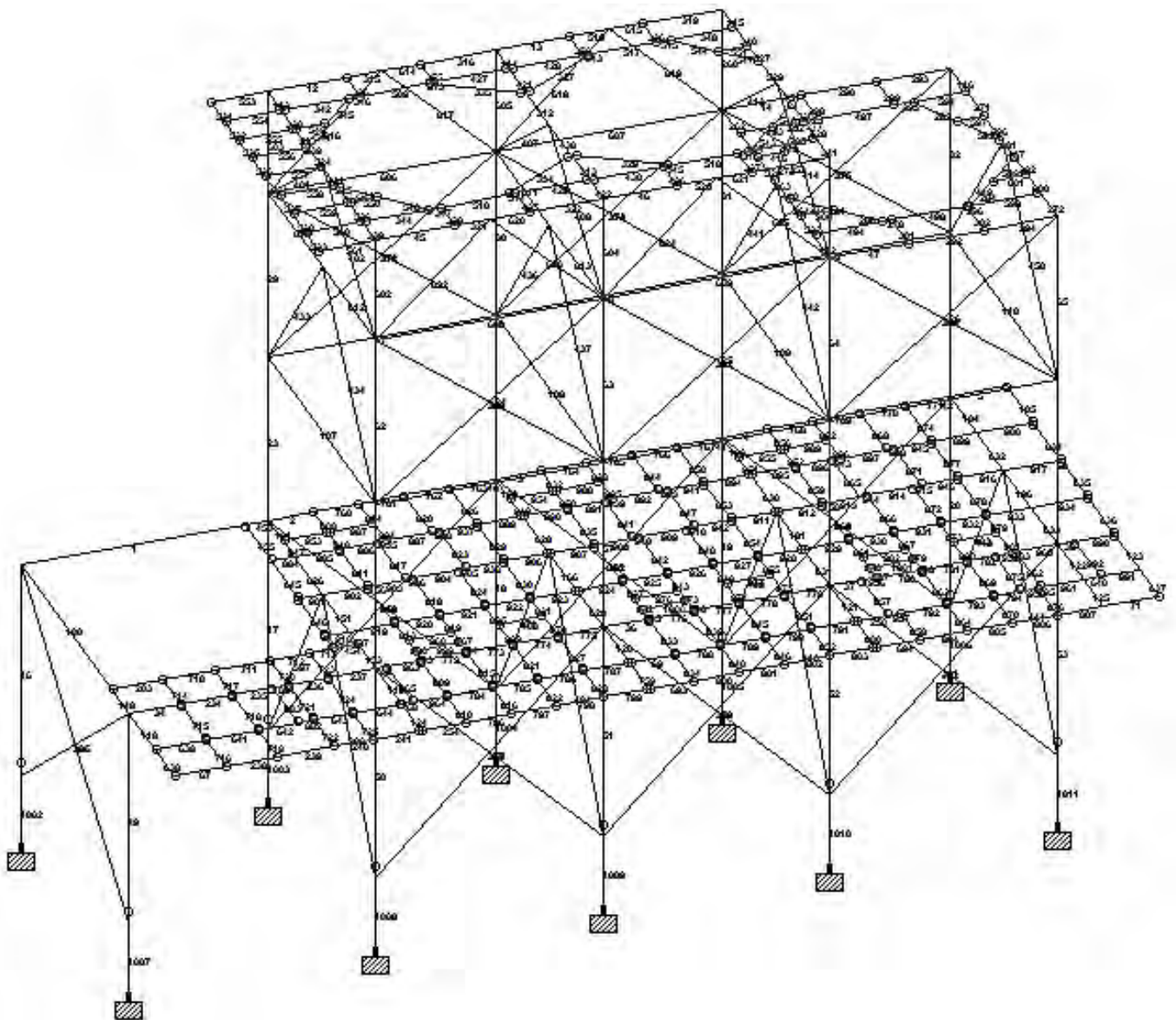
- 10) Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

*no cumple*

11) En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente,  $e_s$ , excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

*no cumple*

Por lo tanto, se considera un factor de Irregularidad,  $F_I = 0.7$ .



*Modelo Estructural con el número de Perfil designado a cada elemento.*

### III.2 FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO (Q).

Se determina de acuerdo a la sección 5 de las NTC-para diseño por sismo, contemplando los requisitos de la sección 5.3, refiriéndose a que la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contraventeo con ductilidad normal. Por lo tanto  $Q = 2.0$ .

### III.3 REDUCCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS (Q').

En la sección 4 de las NTC-para diseño por sismo, obtenemos el factor de reducción, de acuerdo a la sección 4.1 de la siguiente manera:

$$Q' = Q \quad \text{si se desconoce } T, \text{ o si } T \geq T_a$$

$$Q' = 1 + \frac{T}{T_a} (Q - 1) \quad \text{si } T < T_a$$

En este caso, se desconoce el valor de  $T$ , por lo tanto,  $Q' = Q = 2.0$ .

### III.4 ESPECTRO DE DISEÑO SÍSMICO.

Con el apoyo del programa PRODISIS v2.3 (Programa de Diseño Sísmico), de la CFE y su Manual de Obras Civiles Diseño por Sismo 2008, obtenemos el espectro de diseño del sitio (*ver anexo i*).

Por lo tanto, se considera un coeficiente sísmico de  $c = 0.256 g$  (*ver anexo i*).

### III.5 FUERZAS SISMICAS.

El cálculo de fuerzas sísmicas se realizó por el método estático del Manual de Obras Civiles de la CFE 2015 (*ver anexo ii*).

Marcos en X-X				
Núm. Marco	Eje	Nivel	V <sub>xy1</sub> [Ton]	F <sub>x</sub> [Ton]
1x	A	4	9.70	9.70
		3	19.36	9.67
		2	24.33	4.96
		1	33.37	9.05
2x	B	4	9.74	9.74
		3	19.36	9.63
		2	24.31	4.95
		1	32.82	13.46

Marcos en Y-Y				
Núm. Marco	Eje	Nivel	V <sub>xy1</sub> [Ton]	F <sub>x</sub> [Ton]
1y	1	4	0.00	0.00
		3	0.00	0.00
		2	0.00	0.00
		1	14.88	14.88
2y	2	4	7.74	7.74
		3	14.52	6.78
		2	23.63	15.88
		1	13.00	-10.63
3y	3	4	5.19	5.19
		3	10.55	5.36
		2	15.72	10.53
		1	12.32	-3.40
4y	4	4	5.04	5.04
		3	8.72	3.68
		2	11.73	3.01
		1	16.25	4.52
5y	5	4	0.00	0.00
		3	6.62	6.62
		2	11.21	4.59
		1	18.57	7.36



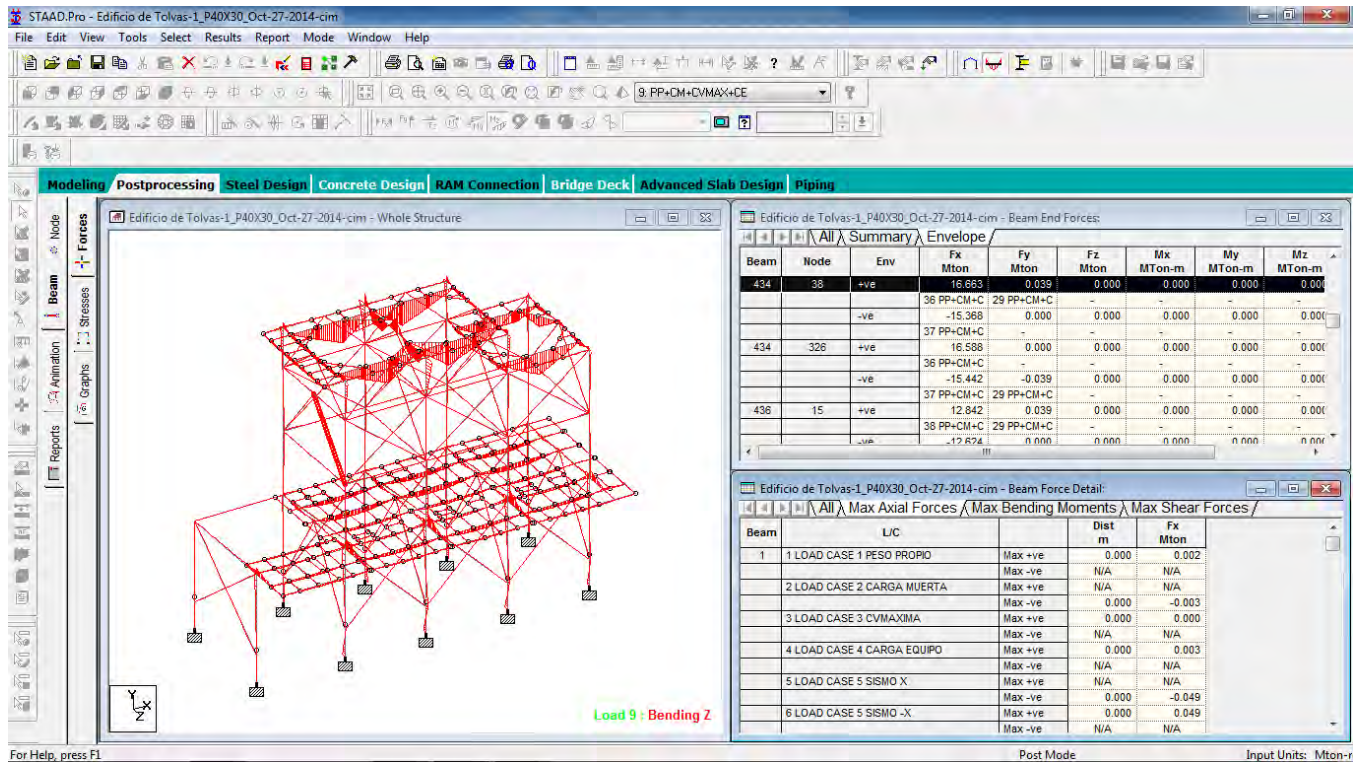
### III.6 ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

Una vez realizado el análisis de cargas, el siguiente paso es vaciar esta información en el modelo que se idealizó apoyado el programa de análisis y diseño estructural Staad.Pro v.8i.

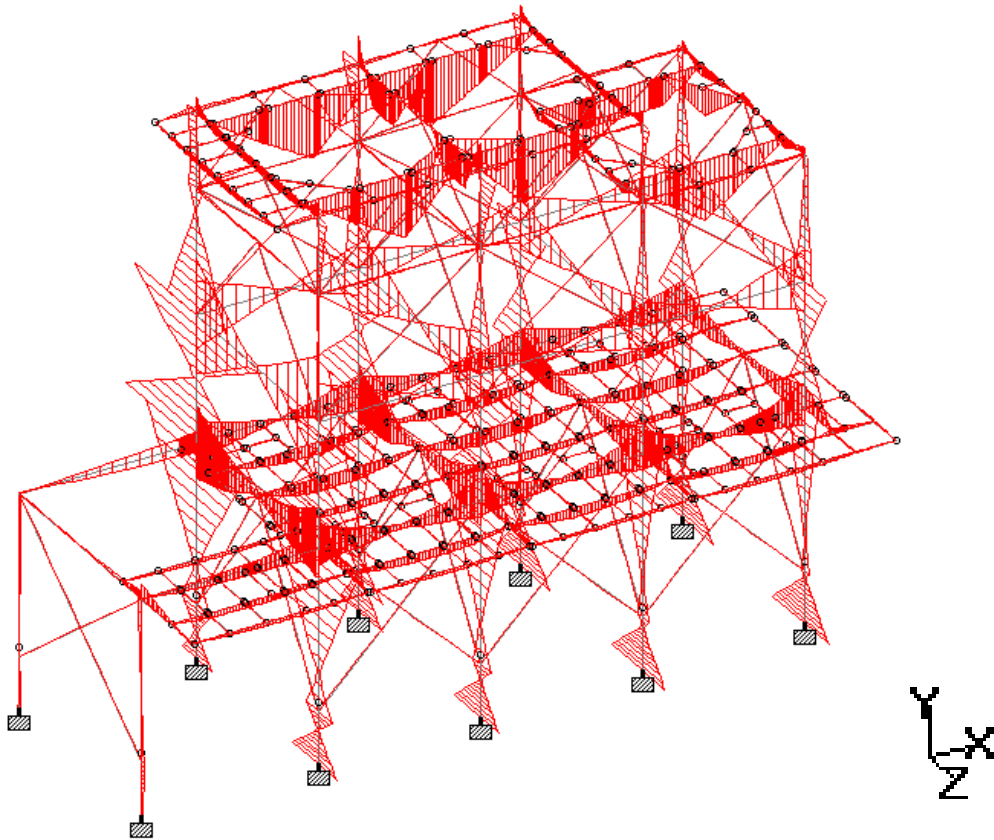
EL siguiente paso es ordenar al programa que realice el análisis estructural y también podemos dar la instrucción para que realice el diseño de los miembros que conforman la estructura, bajo los criterios LRFD y/o ASD.

Los resultados de interés que obtendremos del análisis del programa, son los valores de los elementos mecánicos como, la fuerza axial, la fuerza cortante y los momentos flexionantes.

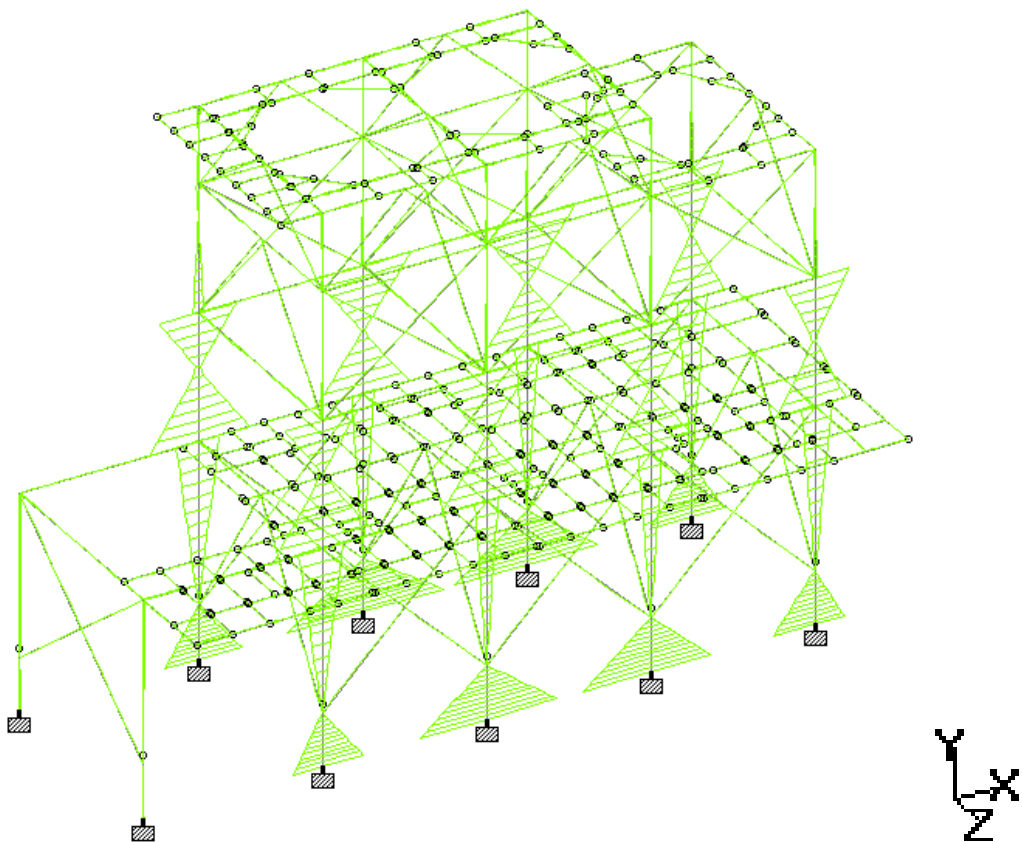
En las siguientes imágenes, se muestran los diagramas de dichos elementos mecánicos.



*Resultados de los elementos mecánicos debidos a la combinación de cargas de servicio.*

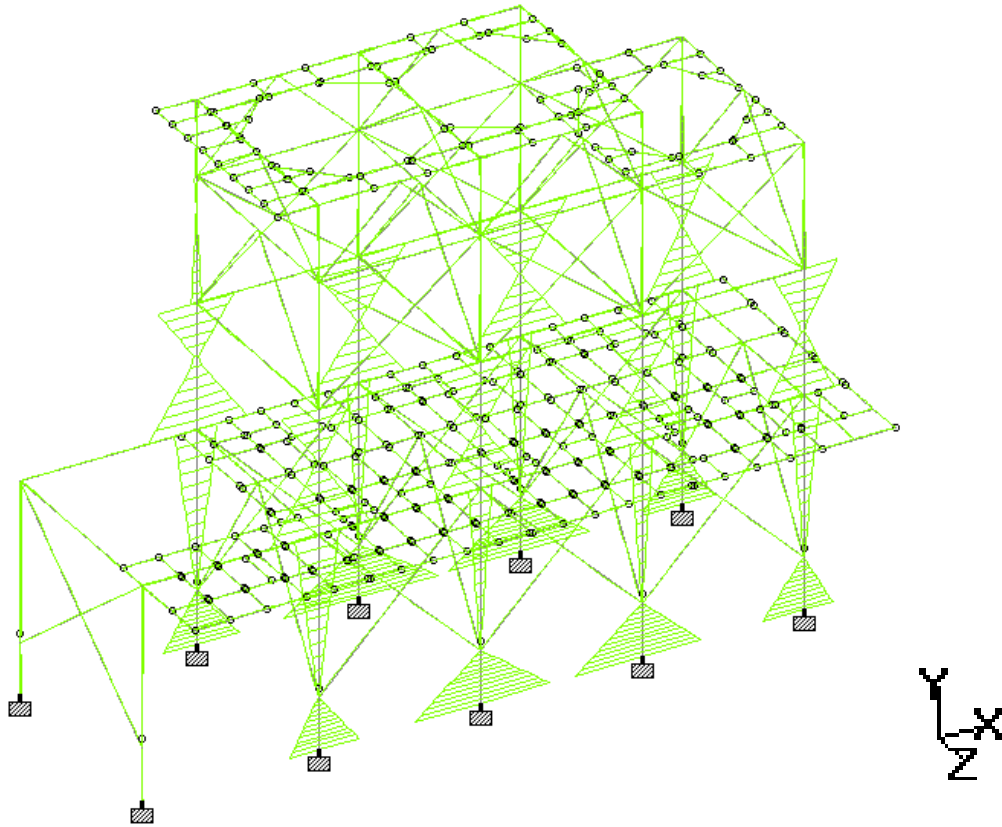


*Diagrama de Momentos Flexionantes alrededor del eje z global.*

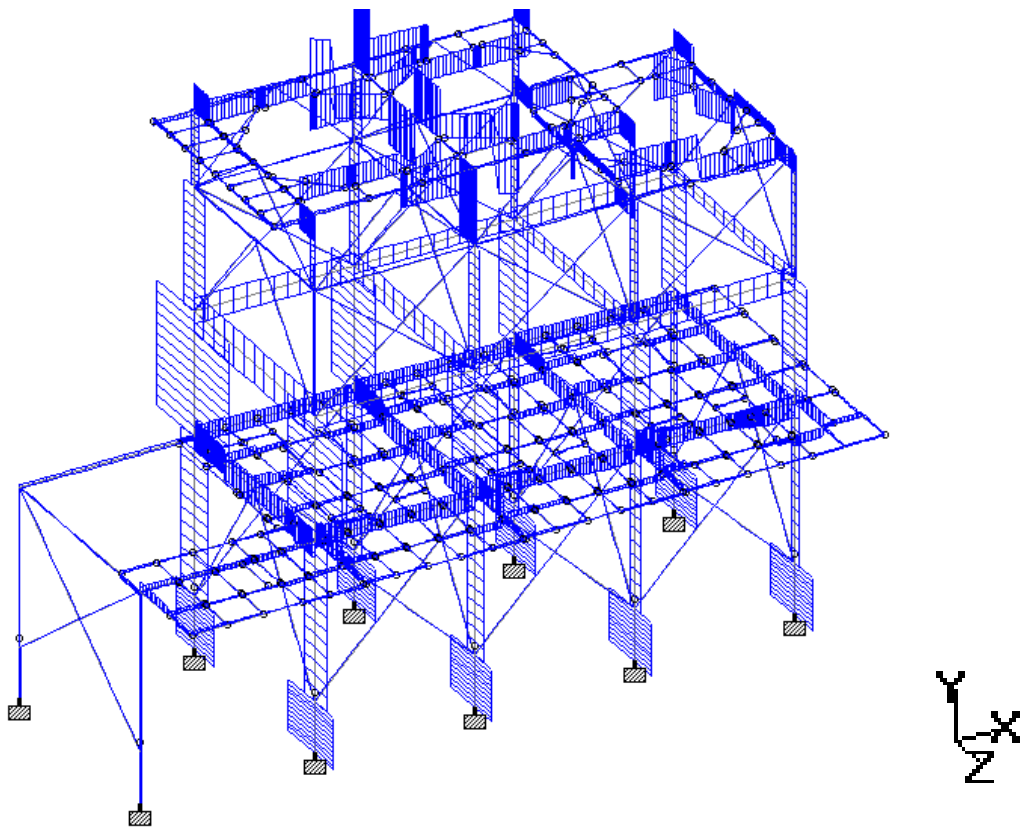


*Diagrama de Momentos Flexionantes alrededor del eje x global.*





*Diagrama de Fuerzas en sentido x global.*



*Diagrama de Fuerzas en sentido z global.*

Desplazamientos:

Los resultados de los desplazamientos máximos y mínimos de algunos nodos, se muestran en la siguiente tabla:

	Node	L/C	X mm	Y mm	Z mm	mm	rX rad	rY rad	rZ rad
Max X	20	32 PP+CM+C	23.655	-0.252	-10.586	25.917	0.001	-0.001	0.000
Min X	44	34 PP+CM+C	-23.838	-2.246	-10.405	26.107	-0.001	-0.001	0.000
Max Y	56	8 LOAD CAS	-0.045	11.681	-4.121	12.387	-0.005	0.000	0.000
Min Y	455	36 PP+CM+C	0.842	-22.053	5.656	22.783	0.008	-0.000	-0.000
Max Z	280	36 PP+CM+C	-8.589	-0.786	43.639	44.483	0.001	0.001	0.001
Min Z	280	37 PP+CM+C	8.526	-1.668	-40.234	41.161	0.000	-0.001	0.000

Cumpliendo con lo estipulado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, sección 1.8 Revisión de desplazamientos laterales; no excederán de 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes.

La distorsión de entrepisos (derivadas) son las siguientes:

$$\gamma_i = \frac{\delta_{rel.i}}{H_i}$$

Donde:

$\delta_{rel.i} = \delta_i - \delta_{i-1}$ ; Desplazamiento relativo del entrepiso.

$H_i$ : Altura de Entrepiso.

Piso	$H_i$ [cm]	$\delta_i$ [cm]	$\delta_{i-1}$ [cm]	$\delta_{rel.i}$ [cm]	$\gamma_i$
4	220	1.80	1.42	0.38	0.0017
3	360	1.42	1.42	0	0
2	360	1.42	1.42	0	0
1	460	1.42	1.42	0	0

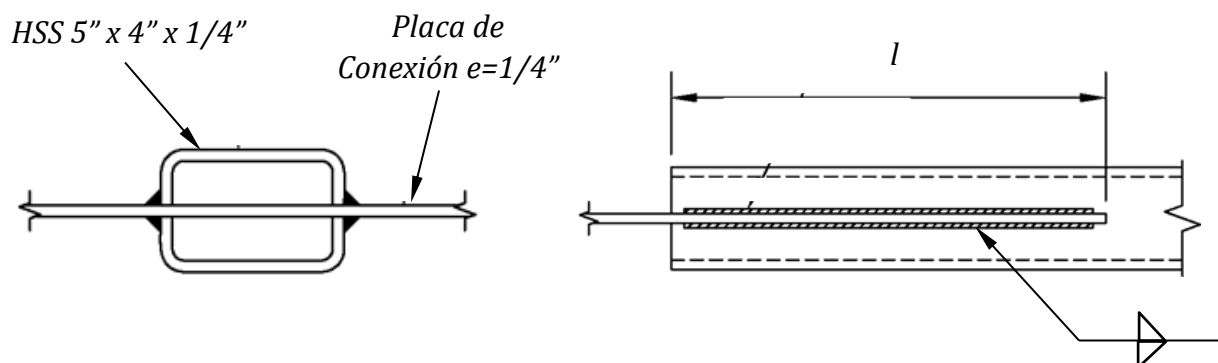
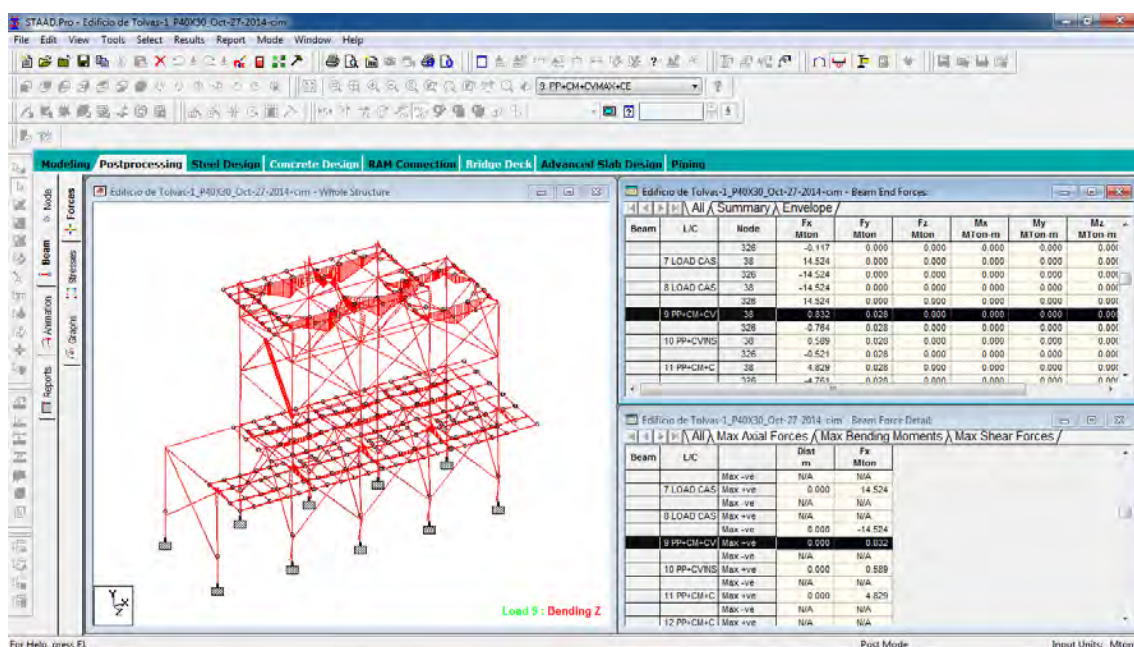
Se cumple con los desplazamientos laterales.

## IV. DISEÑO ESTRUCTURAL.

### IV.1 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES (MÉTODO LRFD Y ASD).

#### IV.1.1 DISEÑO DE MIEMBROS A TENSIÓN.

Resistencia a la tensión nominal o disponible del perfil rectangular HSS 5" x 4" x 1/4" (OR 127 mm x 102 mm x 6.40 mm). Las propiedades geométricas de la sección se toman del Manual AISC 13ª Edición.  $P_u = 15,442 \text{ kg}$  y  $P_a = 832 \text{ kg}$ .



$$L/r_{\min} = 468.6 \text{ cm} / 3.96 \text{ cm} = 118.33 \leq 300 \quad \text{ok}$$

$$P_n = F_y \cdot A_g = 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 26.39 \text{ cm}^2 = 92,760.85 \text{ kg} = 92.8 \text{ Ton}$$

a) Fluencia de la sección bruta.

LRFD  $\phi_t = 0.90$

$$\phi_t \cdot P_n = 0.9 \cdot 92,760.85 = 83,484.77 \text{ kg}$$

ASD  $\Omega_t = 1.67$

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = \frac{92,760.85}{1.67} = 55,595.42 \text{ kg}$$

b) Resistencia a la fractura por Tensión.

Usando la tabla D-3.1 del AISC, se calcula el área efectiva reducida para este caso (ver anexo iii).

Como la conexión estará resuelta en ranura, tenemos el caso 6.

$$l = 150 \text{ mm}$$

$$l \geq H$$

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l} = 1 - \frac{3.964}{15} = 0.264$$

$$\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B + H)} = \frac{10.2^2 + (2 \cdot 10.2 \cdot 12.7)}{4(10.2 + 12.7)} = 3.964 \text{ cm}$$

$$A_e = A_g \cdot U = 26.39 \text{ cm}^2 \cdot 0.264 = 6.97 \text{ cm}^2$$

$$P_n = F_u \cdot A_e = 4570 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 6.97 \text{ cm}^2 = 31,852.9 \text{ kg} = 31.8 \text{ Ton}$$

LRFD  $\phi_c = 0.90$

$$\phi_t \cdot P_n = 0.9 \cdot 31852.9 = \mathbf{28,667.6 \text{ kg}}$$

ASD  $\Omega_c = 1.67$

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = \frac{31,852.9}{1.67} = \mathbf{19,073.6 \text{ kg}}$$

Por lo tanto, la resistencia del elemento a la tensión es mayor que la carga actuante.

El diseño a la fractura por bloque de cortante se determina de acuerdo a las especificaciones (J4.3) del AISC:

$$R_n = 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bx} \cdot F_u \cdot A_{nt} \leq 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bx} \cdot F_u \cdot A_{nt}$$

a) Fluencia de la sección total.

$$P_n = F_y \cdot A_g = 2,530 \frac{kg}{cm^2} \cdot (0.6 \cdot 12.7) cm^2 = 19,278.6 kg = 19.28 Ton$$

LRFD  $\phi_c = 0.9$

$$\phi_t \cdot P_n = 0.9 \cdot 19,278.6 = \mathbf{17,350.7 kg}$$

ASD  $\Omega_c = 1.67$

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = \frac{19,278.6}{1.67} = \mathbf{11,544.1 kg}$$

b) Resistencia del bloque de cortante.

$$A_{gv} = 2 \cdot (15.0 cm \cdot 0.6 cm) = 18 cm^2$$

$$A_{nv} = 18 cm^2$$

$$A_{nt} = 2 \cdot (0.6 cm \cdot 0.6 cm) = 0.81 cm^2$$

Nuevamente haciendo uso de la tabla D-3.1, calculamos el factor de retraso por cortante.

$$2w = 2 \cdot 10.2 = 20.4 cm$$

$$1.5w = 1.5 \cdot 10.2 = 15.3 cm$$

Como:

$$1.5w > l \geq w$$

$$U = 0.75$$

$$\begin{aligned} R_n &= 0.6 \cdot 4,080 \frac{kg}{cm^2} \cdot 18 cm^2 + 0.75 \cdot 4,080 \frac{kg}{cm^2} \cdot 0.81 cm^2 \\ &\leq 0.6 \cdot 2,530 \frac{kg}{cm^2} \cdot 18 cm^2 + 0.75 \cdot 4,080 \frac{kg}{cm^2} \cdot 0.81 cm^2 \end{aligned}$$

$$46,542.6 \text{ kg} > 29,802.6 \text{ kg}$$

$$\therefore R_n = 29,802.6 \text{ kg}$$

LRFD  $\phi_c = 0.75$

$$\phi_t \cdot P_n = 0.75 \cdot 29,802.6 = \mathbf{22,352 \text{ kg}}$$

ASD  $\Omega_c = 2.0$

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = \frac{29,802.6}{2.0} = \mathbf{14,901.3 \text{ kg}}$$

La fluencia está controlada por:

$$\phi_t \cdot P_n = \mathbf{17,350.7 \text{ kg}}$$

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = \mathbf{11,544.1 \text{ kg}}$$

**Eficiencia del elemento:**

Por LRFD:

$$\frac{P_u}{\phi_t \cdot P_n} = \frac{15,442 \text{ kg}}{17,350.7 \text{ kg}} = \mathbf{0.89}$$

Por ASD:

$$\frac{P_a}{\frac{P_n}{\Omega_t}} = \frac{832 \text{ kg}}{11,544.1 \text{ kg}} = \mathbf{0.072}$$

El diseño de miembros a tensión es un proceso iterativo, las tablas del Manual AISC, nos permiten seleccionar directamente una sección conveniente. Se calcula el área requerida, se selecciona y se verifica su resistencia.

Usando las ecuaciones de LRFD la resistencia de diseño de un miembro a tensión es la menor de  $\phi_t F_y A_g$ ,  $\phi_t F_u A_e$  o de su resistencia por bloque de cortante. Además la relación de esbeltez no deberá exceder de 300.

Radio de giro mínimo:

$$r_{\min} = \frac{L}{300} = \frac{468.6 \text{ cm}}{300} = 1.562 \text{ cm}$$

a. El área total mínima deber ser por lo menos igual a.

$$A_{g \min.} = \frac{P_u}{\phi_t F_y} = \frac{15,442 \text{ kg}}{0.9(3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})} = 4.88 \text{ cm}^2$$

b. El valor mínimo  $A_e$ , deber ser por lo menos igual a.

$$A_{e \min.} = \frac{P_u}{\phi_t F_u} = \frac{15,442 \text{ kg}}{0.75 \cdot (4570 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})} = 4.51 \text{ cm}^2$$

$$A_e = A_g \cdot U$$

$$A_{n \min.} = \frac{A_{e \min.}}{U} = \frac{P_u}{\phi_t F_u U}$$

Entonces:

$$A_{g \min.} = A_{n \min.} + \text{área de agros.} = \frac{P_u}{\phi_t F_u U + \text{área de agros.}}$$

Proponiendo un perfil: HSS 3" x 2" x <sup>3</sup>/<sub>16</sub>" (OR 76 mm x 51 mm x 4.8 mm)  $A_g = 10.58 \text{ cm}^2$ .

$$l = 100 \text{ mm}$$

$$l \geq H$$

$$\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B + H)} = \frac{5.1^2 + (2 \cdot 5.1 \cdot 7.6)}{4(5.1 + 7.6)} = 2.038 \text{ cm}$$

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l} = 1 - \frac{2.038}{10} = 0.796$$

$$A_{g \min.} = \frac{15,442 \text{ kg}}{0.75 \left( 4570 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) 0.796} = 5.66 \text{ cm}^2$$

$$A_g > A_{g \min.} \quad \text{ok}$$

Para verificar su resistencia a la tensión, se analiza el perfil propuesto.

Usando las ecuaciones de ASD la resistencia permisible de diseño de un miembro a tensión es el menor de:

$$\frac{F_y A_g}{\Omega_t} \text{ y } \frac{F_u A_n U}{\Omega_t}$$

Las áreas mínimas requeridas son:

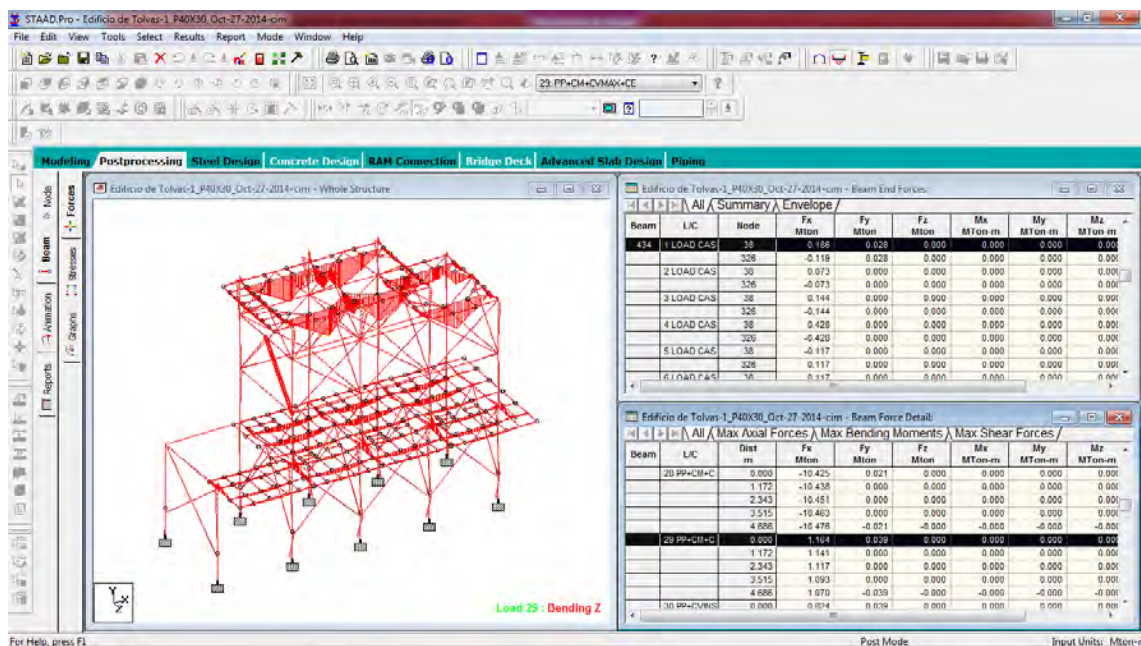
$$A_g \text{ mín.} = \frac{\Omega_t P_a}{F_y}$$

$$A_g \text{ mín.} = \frac{\Omega_t P_a}{F_u U} + \text{área de agros.}$$

Con las tablas 4 del Manual AISC, para  $F_y=3,515 \text{ kg/cm}^2$  y  $F_u=4,575 \text{ kg/cm}^2$  se puede obtener los valores para la resistencia del elemento, (ver anexo iv):

#### IV.1.2 DISEÑO DE MIEMBROS A COMPRESIÓN.

Para el contraviento HSS 5" x 4" x 1/4" (OR 127 mm x 102 mm x 6.40 mm) que también se encuentra sometido a carga axial de compresión debido a la inversión del sismo, con un valor de  $P_u = 16.663 \text{ Ton}$ ,  $P_a = 832 \text{ Ton}$ .





a) Esfuerzo elástico o de Pandeo.

$$F_c = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.039 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2}{(118.33)^2} = 1,437.23 \text{ kg/cm}^2$$

b) Carga elástica o de pandeo.

$$P_c = F_c \cdot A_g = 1,437.23 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 26.39 \text{ cm}^2 = 37,928.6 \text{ kg}$$

Calculando y usando la Tabla B4.1, del AISC (ver anexo iv):

$$b = H - (2 \cdot t) = 12.7 \text{ cm} - (2 \cdot 0.64 \text{ cm}) = 11.42 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{11.42 \text{ cm}}{6.4 \text{ cm}} = 1.784$$

$$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.40 \sqrt{\frac{2.039 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2}{3,515 \text{ kg/cm}^2}} = 33.72$$

Si:

$$\frac{b}{t} < 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$1.78 < 33.72$$

La sección no tiene elementos esbeltos.

De acuerdo a la condición de los apoyos tabla C-A-7.1 (ver anexo iii):

$$K = 1.0$$

Calculo de:

$$\left(\frac{K \cdot L}{r}\right)_y = \left(\frac{1.0 \cdot 468.6 \text{ cm}}{3.96 \text{ cm}}\right)_y = 118.333$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2.039 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2}{3,515 \text{ kg/cm}^2}} = 113.44$$

Para el cálculo de  $F_{cr}$  comparamos con las ecs. E3-2 y E3-3 de AISC:

$$\left(\frac{K \cdot L}{r}\right)_y > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{o} \quad \left(\frac{F_y}{F_e} > 2.25\right)$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e = 0.877 \cdot 1,437.23 \frac{kg}{cm^2} = 1,260.45 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.039 \cdot 10^6 \frac{kg}{cm^2}}{(118.33)^2} = 1,437.23 \frac{kg}{cm^2}$$

LRFD  $\phi_c = 0.9$

$$\phi_c \cdot F_{cr} = 0.9 \cdot 1,260.45 \frac{kg}{cm^2} = 1,134.41 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\phi_c \cdot P_n = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_g = 1,134.41 \frac{kg}{cm^2} \cdot 26.39 \text{ cm}^2 = \mathbf{29,937 \text{ kg}}$$

ASD  $\Omega_c = 1.67$

$$\frac{F_{cr}}{\Omega_c} = \frac{1,260.45 \frac{kg}{cm^2}}{1.67} = 754.76 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = \frac{F_{cr}}{\Omega_c} \cdot A_g = 754.76 \frac{kg}{cm^2} \cdot 26.39 \text{ cm}^2 = \mathbf{19,918.1 \text{ kg}}$$

Eficiencia del elemento:

Por LRFD:

$$\frac{P_u}{\phi_c \cdot P_n} = \frac{16,663 \text{ kg}}{29,937 \text{ kg}} = \mathbf{0.56}$$

Por ASD:

$$\frac{P_a}{\frac{P_n}{\Omega_c}} = \frac{832 \text{ kg}}{19,918.1 \text{ kg}} = \mathbf{0.041}$$

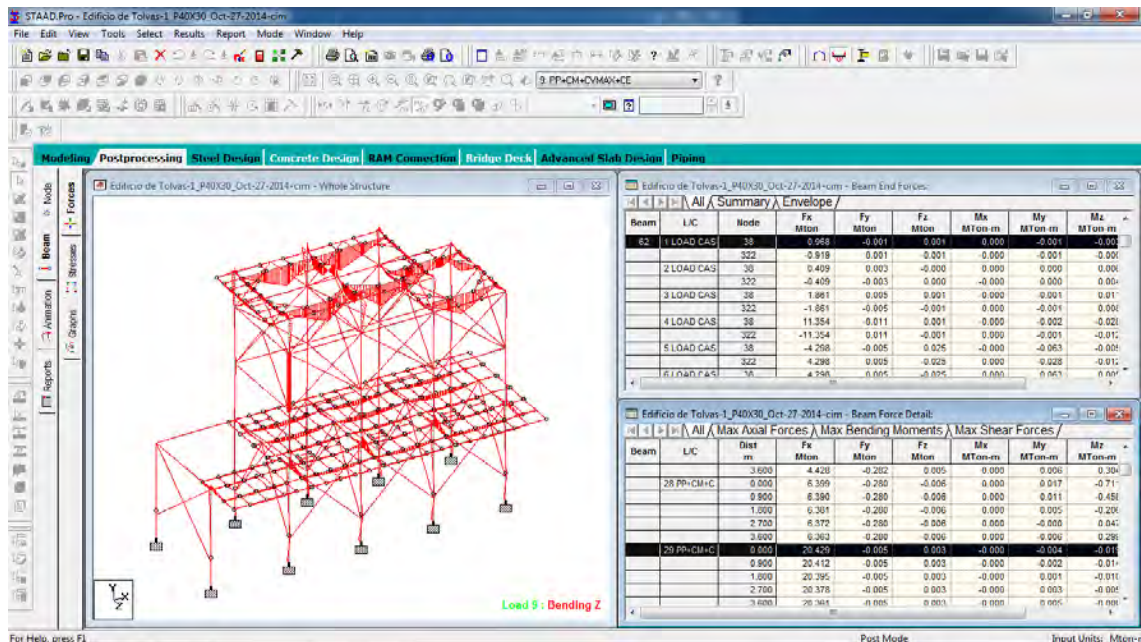
Con las tablas 4 del Manual AISC, para  $F_y=3,235 \text{ kg/cm}^2$  (46 ksi) se puede obtener los valores para la resistencia del elemento, (ver anexo iii).

### IV.1.3 DISEÑO DE MIEMBROS A FLEJO-COMPRESIÓN.

Existen 4 etapas para la solución del pandeo flexotorsional con la especificación AISC, que son las siguientes:

1. Determinar la resistencia al pandeo de flexión del miembro para su eje  $x$  usando las ecuaciones E3-4, E3-2 o E3-3 del AISC, la que sea aplicable, y E3-1.
2. Determinar la resistencia al pandeo de flexión del miembro para su eje  $y$  usando las ecuaciones E3-4, E3-2 o E3-3 del AISC, la que sea aplicable, y E3-1.
3. Determinar la resistencia al pandeo de flexotorsionante del miembro para su eje  $y$  usando las ecuaciones E4-11, E4-9, E4-10, E4-5, E3-2 o E3-3 del AISC, la que sea aplicable, y E4-1.
4. Se selecciona el valor más pequeño de  $P_n$ , determinado en los tres pasos anteriores.

Para la columna propuesta W 12" x 50 (IR 305 x 74.4), se realiza el siguiente análisis:



Solución.

1) Resistencia al pandeo de flexión para el eje  $x$ .

$$\left(\frac{K \cdot L}{r}\right)_x = \frac{0.5 \cdot 360 \text{ cm}}{13.2 \text{ cm}} = 13.64$$

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r}\right)_x} = \frac{\pi^2 \cdot 2.039 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2}{13.64} = 1.4754 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo para miembros sin elementos esbeltos:

a)

$$\text{Si } \frac{K \cdot L}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left( \text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \right)$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2.039 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2}{3,515 \text{ kg/cm}^2}} = 113.44$$

$$F_{cr} = \left[ 0.658^{F_y/F_e} \right] F_y = \quad (\text{Ec. E3 - 2 del AISC})$$

$$= \left[ 0.658^{3,515 \text{ kg/cm}^2 / 107,377 \text{ kg/cm}^2} \right] 3,515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 3,467.17 \text{ kg/cm}^2$$

b)

$$\text{Si } \frac{K \cdot L}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left( \text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \right)$$

$$F_{cr} = 0.878 F_e =$$

El esfuerzo de pandeo crítico elástico es:

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.039 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2}{(13.69)^2} = 107,377 \text{ kg/cm}^2$$

La resistencia nominal  $P_n$  para el pandeo de flexión alrededor del eje  $x$  es:

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 3,467.17 \frac{kg}{cm^2} \cdot 94.8 cm^2 = \mathbf{328,688 kg}$$

2) Resistencia al pandeo de flexión para el eje  $y$ .

$$\left(\frac{K \cdot L}{r}\right)_y = \frac{0.5 \cdot 360 cm}{5.0 cm} = 36$$

a)

$$Si \frac{K \cdot L}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left( o \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \right)$$

$$F_{cr} = \left[ 0.658^{F_y/F_e} \right] F_y =$$

$$= \left[ 0.658^{3,515 kg/cm^2 / 15,527.9 kg/cm^2} \right] 3,515 \frac{kg}{cm^2} = 3,197.26 kg/cm^2$$

b)

$$Si \frac{K \cdot L}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left( o \frac{F_y}{F_e} > 2.25 \right)$$

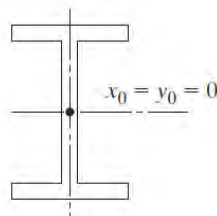
$$F_{cr} = 0.878 F_e =$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.039 \cdot 10^6 kg/cm^2}{36^2} = 15,527.9 kg/cm^2$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 3,197.26 \frac{kg}{cm^2} \cdot 94.8 cm^2 = \mathbf{303,100 kg}$$

3) Resistencia al pandeo flexotorsional del miembro alrededor del eje  $y$ .

Las coordenadas del centro de cortante para el perfil W (IR),  $x_0=0$  y  $y_0=0$ , según se muestra en la siguiente figura:



El radio polar de giro alrededor del centro de cortante:

$$\bar{r}_0^2 = \bar{x}_0^2 + \bar{y}_0^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g} = 0 + 0 + \frac{16,400 \text{ cm}^4 + 2,343 \text{ cm}^4}{94.8 \text{ cm}^2} = 197.711 \text{ cm}^2$$

Módulo de cortante de elasticidad del acero (G):

$$G = 788,146 \text{ kg/cm}^2$$

Constante de Torsión (J):

$$J = 74.1 \text{ cm}^4$$

Constante de Alabeo (C<sub>w</sub>):

$$C_w = \frac{I_y \cdot (d + t)^2}{4} = \frac{2,343 \text{ cm}^4 \cdot (31 \text{ cm} + 1.63 \text{ cm})^2}{4} = 623,658 \text{ cm}^6$$

$$F_{cr} = \left( \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L)^2} + G \cdot J \right) \cdot \frac{1}{A_g \cdot \bar{r}_0^2} =$$

$$F_{cr} = \left( \frac{\pi^2 \cdot 2.039 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2 \cdot 623,658 \text{ cm}^6}{(0.5 \cdot 360 \text{ cm})^2} + 788,146 \text{ kg/cm}^2 \cdot 74.1 \text{ cm}^4 \right) \cdot \frac{1}{94.8 \text{ cm}^2 \cdot 197.711 \text{ cm}^2} = 23,783 \text{ kg/cm}^2$$

$$H = 1 - \frac{\bar{x}_0^2 + \bar{y}_0^2}{\bar{r}_0^2} = 1 - \frac{0 + 0}{197.711} = 1$$

$$F_e = \left( \frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \right) \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey} \cdot F_{ez} \cdot H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right] =$$

$$F_e = \left( \frac{15,527.9 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + 23,783 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2(1)} \right) \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \left( 15,527.9 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \cdot 23,783 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 1}{\left( 15,527.9 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + 23,783 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)^2}} \right]$$

$$F_e = 15,527.9 \text{ kg/cm}^2$$

Comparando:

$$F_e > \frac{F_y}{2.25} = 15,527.9 \frac{kg}{cm^2} > \frac{3515 \frac{kg}{cm^2}}{2.25} = 15,527.9 \frac{kg}{cm^2} > 1,562.22 \frac{kg}{cm^2}$$

Por lo tanto (Ec.3-2 del AISC):

$$F_{cr} = \left[ 0.658^{F_y/F_e} \right] F_y = \left[ 0.658^{\frac{3515 \frac{kg}{cm^2}}{15,527.9 \frac{kg}{cm^2}}} \right] 3515 \frac{kg}{cm^2}$$
$$= 3,197.26 \frac{kg}{cm^2}$$

La resistencia nominal es:

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 3,197.26 \frac{kg}{cm^2} \cdot 94.8 \text{ cm}^2 = \mathbf{303,100 \text{ kg}}$$

4) La carga nominal menor es:

$$P_n = \mathbf{303,100 \text{ kg}}$$

LRFD  $\phi_c = 0.90$

$$\phi_c \cdot P_n = 0.9 \cdot 303,100 \text{ kg} = \mathbf{272,790 \text{ kg}}$$

ASD  $\Omega_c = 1.67$

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = \frac{303,100 \text{ kg}}{1.67} = \mathbf{181,497 \text{ kg}}$$

Eficiencia del elemento:

Por LRFD:

$$\frac{P_u}{\phi_c \cdot P_n} = \frac{20,429 \text{ kg}}{272,790 \text{ kg}} = \mathbf{0.075}$$

Por ASD:

$$\frac{P_a}{\frac{P_n}{\Omega_c}} = \frac{14,592 \text{ kg}}{181,497 \text{ kg}} = \mathbf{0.08}$$

Con las tablas 6 del Manual AISC, para  $F_y=3,215 \text{ kg/cm}^2$  (50 ksi) se puede obtener los valores para la resistencia del elemento, (ver anexo iii).

#### IV.1.4 DISEÑO DE MIEMBROS A FLEXIÓN Y CORTANTE.

Clasificando la sección (Ancho/Grueso), con el siguiente criterio:

Sección compacta altamente dúctiles:

$$b/t < \lambda_p = \lambda_{HD}$$

Sección compacta moderadamente dúctiles:

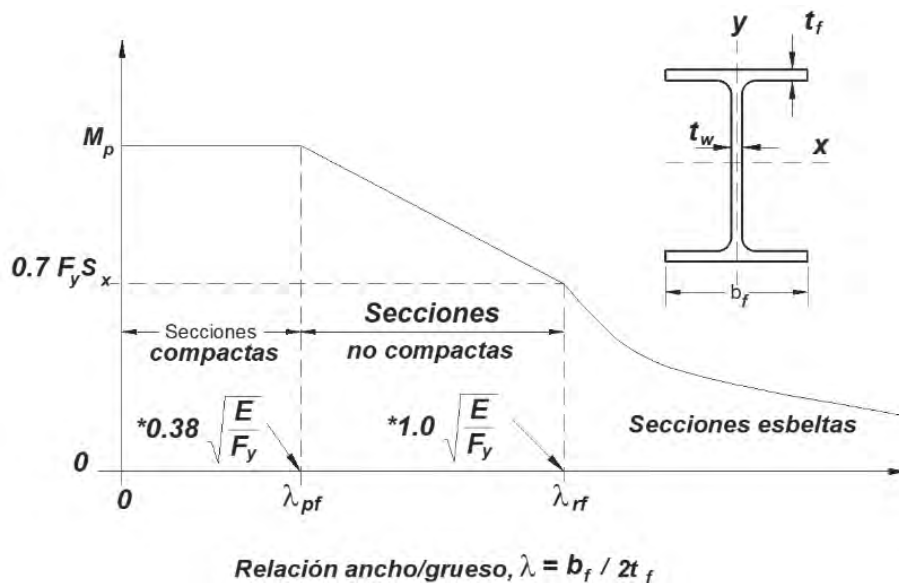
$$b/t < \lambda_p = \lambda_{MD}$$

Sección no compacta:

$$\lambda_p < b/t < \lambda_r$$

Sección esbelta:

$$b/t > \lambda_r$$



Para el cálculo de los límites ancho/grueso,  $\lambda_p$ ,  $\lambda_r$ , se hace uso de la tabla B4.1 del AISC (ver anexo iii).



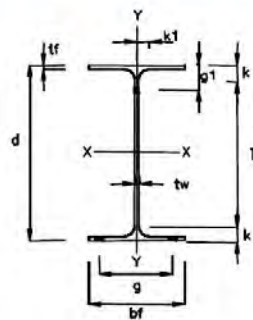
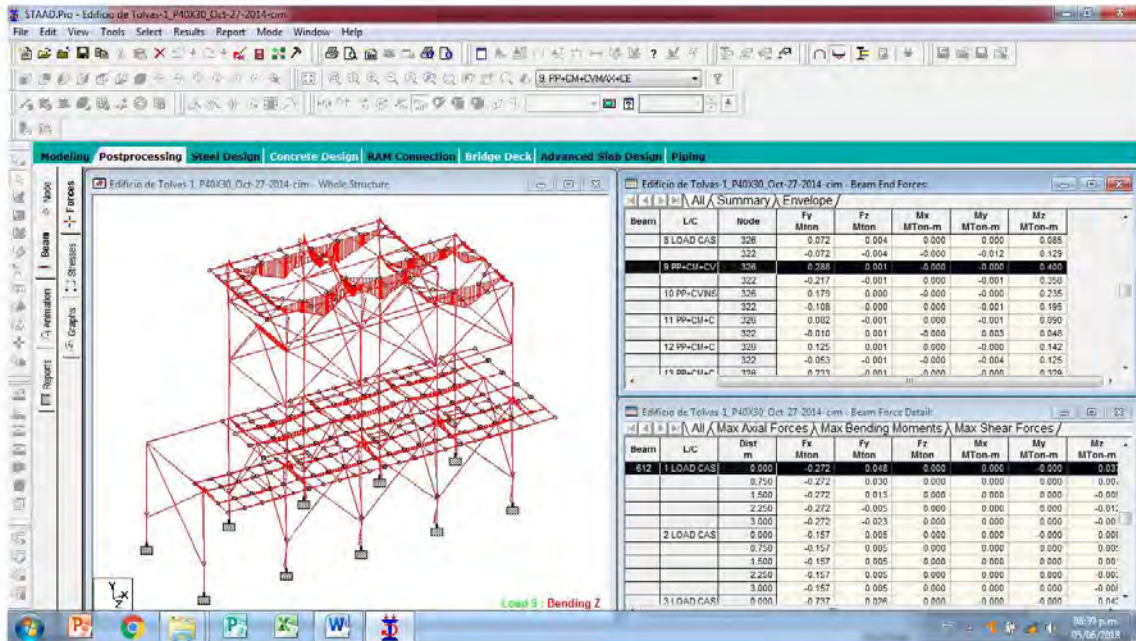
Para la viga propuesta  $W 12'' \times 16$  (IR 305 x 23.9), está sometida a los siguientes elementos mecánicos con la condición de carga más desfavorable:

$$M_{u_z} = 0.560 \text{ Ton-m}$$

$$M_{a_z} = 0.40 \text{ Ton-m}$$

$$V_{u_y} = 0.34 \text{ Ton}$$

$$V_{a_y} = 0.24 \text{ Ton}$$



Designación $d \times$ peso		Peralte	Alma	Patin		Distancia			Gramil		Sujetadores	
		$d$	$t_w$	$b_f$	$t_f$	$T$	$k$	$k_1$	$g$	$g_1$	Diametro máximo en patin	
$mm^* \times kg/m$	$in \times lb./ft.$	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	in.
305 x 21.10 x 23.90	12 x 14 x 16	303	5	101	5.7	268	17	13	60	65	12.7	0.5
		305	5.6	101	6.7	266	19	13	60	65	12.7	0.5

Peso	Area	Criterio de sección compacta						Eje X-X			Eje Y-Y			Constante de torsión $J$	Módulo de sección plástico	
		$b_f/2t_f$	$F'_y$	$d/t_w$	$F_y'''$	$r_T$	$d/A_f$	$I$	$S$	$r$	$I$	$S$	$r$		$Z_x$	$Z_y$
21.1	26.8	8.8	3818	59.6	1307	2.4	0.25	3688	244	11.7	98	20	1.9	2.9	285	31
23.9	30.4	7.5	-	54.5	1564	2.4	4.26	4287	280	11.9	117	23	2	4.2	329	37

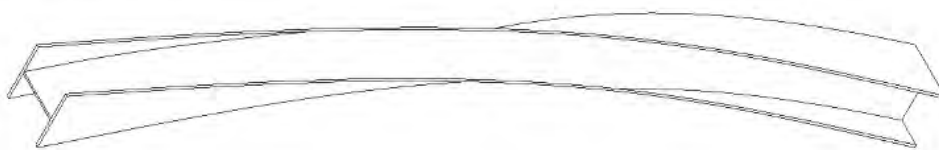
$$\lambda = b/t = \frac{b_f/2}{t_f} = \frac{10.1/2 \text{ cm}}{0.67 \text{ cm}} = 7.54$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \cdot \sqrt{\frac{2.039 \cdot 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3,515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 9.15$$

$$\lambda_r = 1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.0 \cdot \sqrt{\frac{2.039 \cdot 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3,515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 24.085$$

Por lo tanto, la sección es compacta.

### Modo de Falla de las secciones sometidas a flexión.



Pandeo por flexo-torsión

Pandeo Lateral Torsional:

$$L_b : \text{Longitud entre apoyos laterales} = 300 \text{ cm}$$

Para:

$$L_b \leq L_p$$

$$M_n = M_p$$

Para:

$$L_p < L_b \leq L_r$$

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - M_r) \cdot \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

Para:

$$L_b > L_p$$

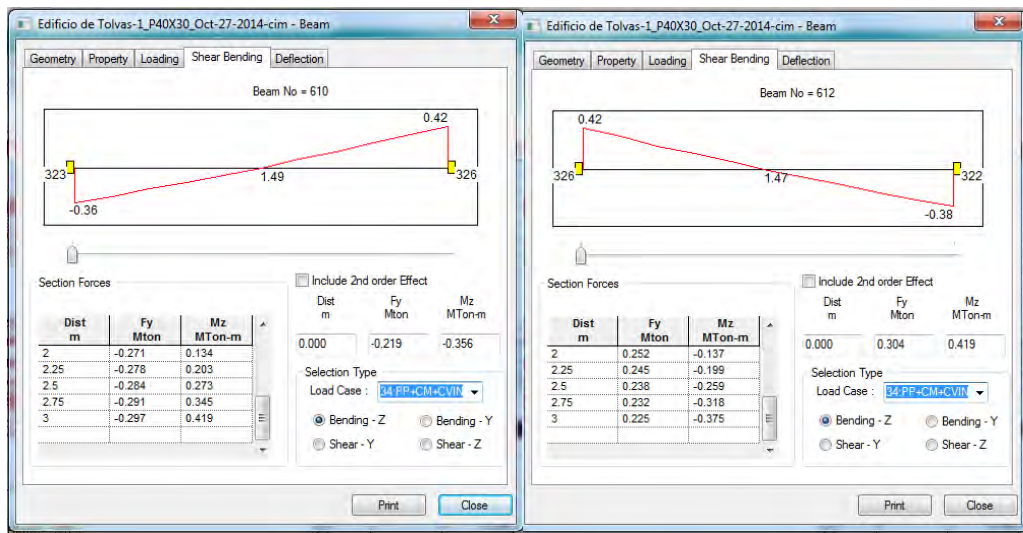
$$M_n = \frac{C_b \cdot S_x \cdot X_1 \sqrt{2}}{L_b / r_y} \cdot \sqrt{1 + \frac{X_1^2 \cdot X_2}{2 (L_b / r_y)^2}} \leq M_p$$

$C_b$  : factor de variación de momentos

$$1.0 < C_b < 2.3$$

$$C_b = \frac{12.5 M_{\text{máx}}}{2.5 M_{\text{máx}} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left( \frac{M_1}{M_2} \right)^2$$



Longitudes críticas  $L_p$  y  $L_r$  , para pandeo lateral:

Para secciones I, H, C:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}} = 1.76 (2 \text{ cm}) \sqrt{\frac{2.039 \cdot 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3,515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 84.78 \text{ cm}$$

$$L_r = \frac{r_y \cdot X_1}{F_L} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 \cdot F_L^2}} =$$

$$L_r = \frac{2 \text{ cm} \cdot 113645}{2,460.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 0.000007 \cdot (2,460.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})^2}} = 130.92 \text{ cm}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot J \cdot A}{2}}$$

$$= \frac{\pi}{280 \text{ cm}^3} \cdot \sqrt{\frac{2.039 \cdot 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 788,146 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 4.2 \text{ cm}^4 \cdot 30.4 \text{ cm}^2}{2}}$$

$$X_1 = 113645$$

$$X_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left( \frac{S_x}{G \cdot J} \right)^2 = 4 \frac{28,418.4 \text{ cm}^6}{117 \text{ cm}^4} \left( \frac{280 \text{ cm}^3}{788,146 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 4.2 \text{ cm}^4} \right)^2 = 0.000007$$

$$C_w = \frac{I_y \cdot (d + t)^2}{4} = \frac{117 \text{ cm}^4 \cdot (30.5 \text{ cm} - 0.67 \text{ cm})^2}{4} = 26,027.5 \text{ cm}^6$$

$$M_r = 703.7 \frac{kg}{cm^2} \cdot 280 cm^3 = 197,036 kg \cdot cm = 1.97 Ton \cdot m$$

$L_p$  : Longitud crítica para pandeo lateral inelástico.

$C_w$  : Constante de alabeo ( $C_a$ ).

$GJ$  : Rigidez Torsional.

$$F_L : \min(F_{y_f}, F_r, F_{y_w}) = 0.7 F_y = 0.7 * 3,515 \frac{kg}{cm^2} = 2,460.5 \frac{kg}{cm^2}.$$

$$F_r : \text{Esfuerzo Residual} \left( 703.7 \frac{kg}{cm^2} \text{ laminado}, 1161.1 \frac{kg}{cm^2} \text{ soldado} \right).$$

$I_y$  : Inercia alrededor del eje del pandeo lateral.

$L_r$  : Longitud crítica para pandeo lateral elástico.

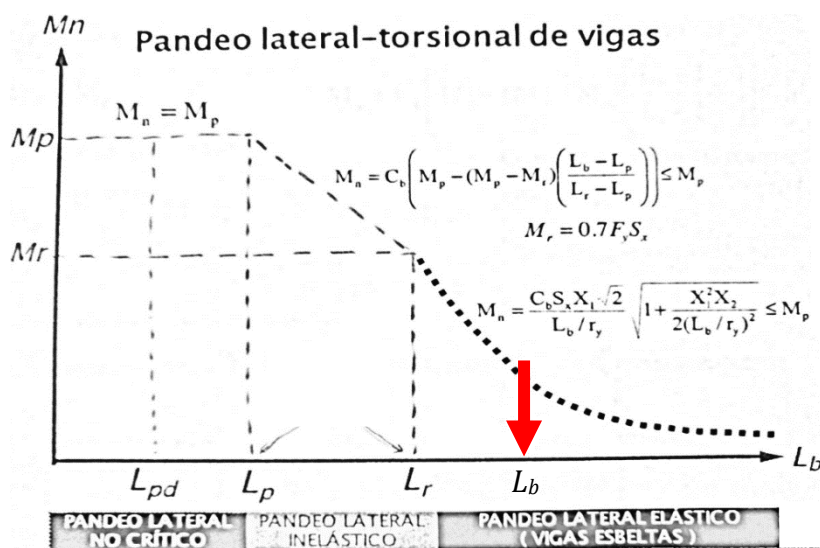
$J$  : Constante de Saint – Venant para torsión.

$S_x$  : módulo de sección alrededor del eje de flexión.

$F_{y_f}, F_{y_w}$  : Fluencia de patín (flange) y alma (web).

$r_y$  : Radio de giro alrededor del eje de pandeo lateral.

$M_p$  : Momento Plástico.



Como:

$$300 \text{ cm} > 84.78 \text{ cm}$$

$$M_n = \frac{C_b \cdot S_x \cdot X_1 \sqrt{2}}{L_b / r_y} \cdot \sqrt{1 + \frac{X_1^2 \cdot X_2}{2(L_b / r_y)^2}} \leq M_p$$

$$M_p = Z_x \cdot F_y = 329 \text{ cm}^3 \cdot 3,515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 1,156,435 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 0.0115 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_p = \frac{2.3 \cdot 280 \text{ cm}^3 \cdot 113645 \sqrt{2}}{600 \text{ cm} / 2 \text{ cm}} \cdot \sqrt{1 + \frac{113645^2 \cdot 0.000007}{2(600 \text{ cm} / 2 \text{ cm})^2}} \leq 1,156,435 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\mathbf{299,011 \text{ kg} \cdot \text{cm} \leq 1,156,435 \text{ kg} \cdot \text{cm}}$$

LRFD  $\phi_c = 0.90$

$$M_R = \phi_b \cdot M_n = 0.9 \cdot 299,011 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 269,110 \text{ kg} \cdot \text{cm} = \mathbf{2.69 \text{ Ton} \cdot \text{m}}$$

ASD  $\Omega_c = 1.67$

$$\frac{M_n}{\Omega_c} = \frac{299,011 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{1.67} = \mathbf{179,048 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 1.78 \text{ Ton} \cdot \text{m}}$$

Eficiencia del elemento:

Por LRFD:

$$\frac{M_u}{\phi_c \cdot M_n} = \frac{0.56 \text{ Ton} \cdot \text{m}}{2.69 \text{ Ton} \cdot \text{m}} = \mathbf{0.21}$$

Por ASD:

$$\frac{M_a}{\frac{M_n}{\Omega_c}} = \frac{0.40 \text{ Ton} \cdot \text{m}}{1.78 \text{ Ton} \cdot \text{m}} = \mathbf{0.22}$$

**Resistencia al cortante:**

$$A_w = h \cdot t_w = 26.6 \text{ cm} \cdot 0.56 \text{ cm} = 14.896 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 0.6 F_{yw} \cdot A_w \cdot C_v = 0.6 \cdot 3,515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 14.896 \text{ cm}^2 \cdot 1.0 = 31,415.7 \text{ kg}$$

**Fluencia del alma por cortante:**

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}}$$

$$\frac{26.6 \text{ cm}}{0.56 \text{ cm}} \leq 1.10 \sqrt{\frac{5 \cdot 2.039 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2}{3,515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$47.5 \leq 59.24$$

$$C_v = 1.0$$

*Por lo tanto, tenemos sección de alma compacta.*

**Pandeo local inelástico del alma por cortante:**

$$1.10 \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1.10}{h/t_w} \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}}$$

**Pandeo local elástico del alma por cortante:**

$$\frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{F_{cr}}{0.6 \cdot F_y} = \frac{1.51 k_v \cdot E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 \cdot F_y}$$

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{b}\right)^2} =$$

La constante  $k_v$  es función de las condiciones de apoyo de la placa, la cual es igual a 5 en el alma cuando no está atiesada, y se incrementa cuando se colocan atiesadores verticales.  $k_v$  se duplica cuando la separación de atiesadores es igual a la altura del alma ( $a=h$ ), y se incrementa 5 veces cuando es la mitad ( $a=h/2$ ).

Por lo tanto:

$$k_v = 5$$

**Pandeo por lado del alma:**

a) Si el patín de compresión está restringido contra rotación.

Cuando:

$$\frac{h/t_w}{L_b/b_f} \leq 2.3$$

$$\frac{26.6 \text{ cm}/0.56 \text{ cm}}{600 \text{ cm}/10.1 \text{ cm}} \leq 2.3$$

$$0.7996 \leq 2.3$$

$$R_n = \frac{33,750,000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 0.56^3 \cdot 0.67 \text{ cm}}{(26.6 \text{ cm})^2} \left[ 1 + 0.4 \left( \frac{26.6 \text{ cm}/0.56 \text{ cm}}{600 \text{ cm}/10.1 \text{ cm}} \right)^3 \right]$$

$$R_n = 6,760.04 \text{ kg}$$

LRFD  $\phi_c = 0.85$

$$\phi \cdot R_n = 0.85 \cdot 6,760.04 \text{ kg} = 5,746.03 \text{ kg} = 5.75 \text{ Ton}$$

ASD  $\Omega_c = 1.67$

$$\frac{R_n}{\Omega_c} = \frac{5,746.03 \text{ kg}}{1.76} = 3,264.79 \text{ kg} = 3.26 \text{ Ton}$$

Cuando:

$$\frac{h/t_w}{L_b/b_f} > 2.3$$

No aplica.



b) Si el patín de compresión no está restringido contra rotación.

Cuando:

$$\frac{26.6 \text{ cm}/0.56 \text{ cm}}{600 \text{ cm}/10.1 \text{ cm}} \leq 1.7$$

$$0.7996 \leq 1.7$$

$$R_n = \frac{C_r \cdot t_w^3 \cdot t_f}{h^2} \left[ 0.4 \left( \frac{h/t_w}{L_b/b_f} \right)^3 \right]$$

$$R_n = \frac{33,750,000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 0.56^3 \cdot 0.67 \text{ cm}}{(26.6 \text{ cm})^2} \left[ 0.4 \left( \frac{26.6 \text{ cm}/0.56 \text{ cm}}{600 \text{ cm}/10.1 \text{ cm}} \right)^3 \right] = 1,147.63 \text{ kg}$$

Cuando:

$$\frac{h/t_w}{L_b/b_f} > 1.7$$

No aplica.

LRFD  $\phi_c = 0.85$

$$\phi \cdot R_n = 0.85 \cdot 1,147.63 \text{ kg} = \mathbf{975.48 \text{ kg} = 0.97 \text{ Ton}}$$

ASD  $\Omega_c = 1.76$

$$\frac{R_n}{\Omega_c} = \frac{1,147.63 \text{ kg}}{1.76} = \mathbf{652.06 \text{ kg} = 0.65 \text{ Ton}}$$

$C_r = 67,450 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2}$  ; cuando  $M_u < M_y$  en el punto de aplicación de la carga.

$C_r = 33,750 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2}$  ; cuando  $M_u \geq M_y$  en el punto de aplicación de la carga.

Los valores de  $\phi_b \cdot M_n$  y  $M_n/\Omega_b$  para las secciones usadas como vigas, están calculados por el AISC. Estos valores se muestran en la tablas 3 del Manual del AISC. Cubren las longitudes sin soporte en el intervalo plástico, así como en el intervalo inelástico y hasta el intervalo de pandeo elástico, están graficadas para  $F_y = 50 \text{ lb/plg}^2$  y  $C_b = 1.0.$ , (ver anexo iii).

## Deflexión.

La práctica Estándar Americana para edificios ha sido limitar las deflexiones por carga viva de servicio a aproximadamente 1/360 de la longitud del claro. Esto es uno de los valores de la deflexión máxima en uso para las diferentes condiciones de carga. Para los casos donde se soporta maquinaria delicada y de precisión, las deflexiones máximas pueden quedar limitadas a 1/1500 o 1/2000 de la longitud del claro.

El manual del AISC, presenta la siguiente formula sencilla para determinar la deflexión máxima en vigas con secciones (W, M, HP, S, C y MC) para diversas condiciones de carga:

$$\Delta = \frac{M \cdot L}{C_1 \cdot I_x}$$

Para el caso de una viga de 6 m, se tiene:

$$\frac{L}{360} = \frac{600 \text{ cm}}{360} = 1.67 \text{ cm}$$

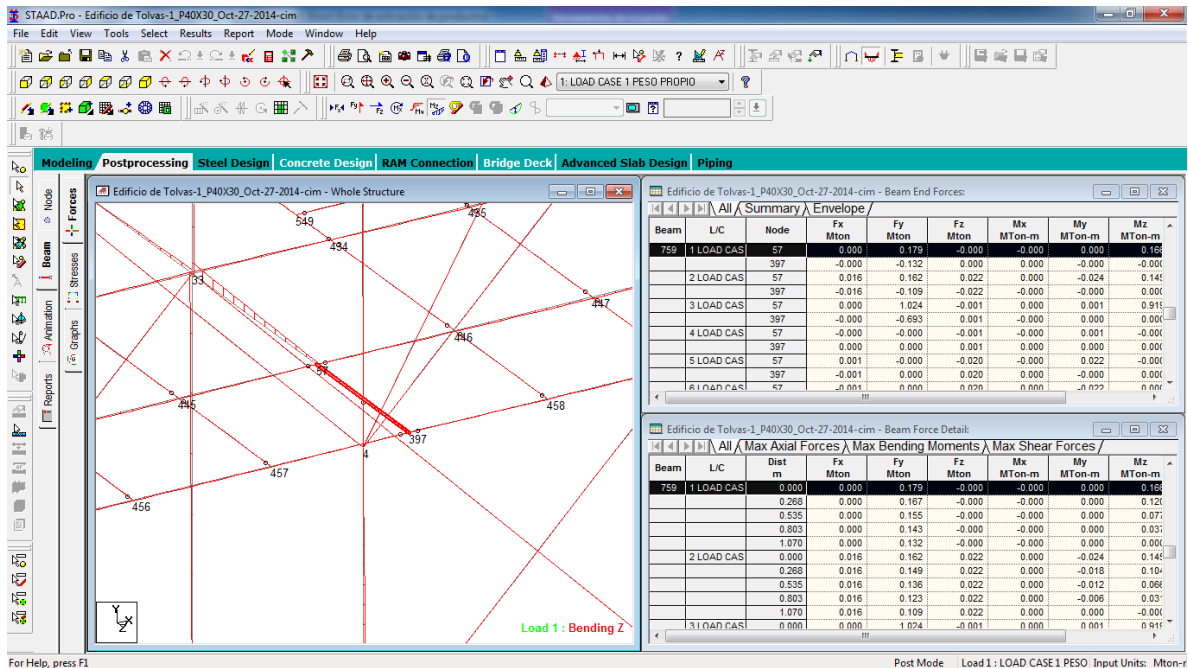
En la revisión de las condiciones de servicio, no influye la calidad del acero, si no únicamente la forma de la sección (propiedades geométricas).

## IV.2 DISEÑO DE CONEXIONES.

### IV.2.1 CONEXIÓN VIGA SECUNDARIA A VIGA PRINCIPAL.

*Conexión a Cortante.*

Para una viga IR 152x13.6 (W)  $d=15.0\text{ cm}$ ,  $t_w=0.43\text{ cm}$ ,  $b_f=10.0\text{ cm}$  y  $t_f=0.55\text{ cm}$ , a una IR 254x22.3 (W)  $d=25.4\text{ cm}$ ,  $t_w=0.58\text{ cm}$ ,  $b_f=10.2\text{ cm}$  y  $t_f=0.69\text{ cm}$ .



$$V_u = 1.911\text{ ton}$$

$$A_v = d \cdot t_w = 15.0\text{ cm} \cdot 0.43\text{ cm} = 6.45\text{ cm}^2$$

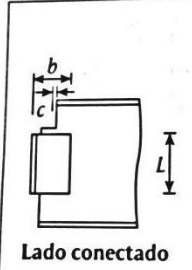
$$F_v = 0.4 \cdot F_y = 0.4 \cdot 2,530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 1,012\text{ kg/cm}^2$$

$$V_A = 0.85 \cdot A_v \cdot F_v = 0.85 \cdot 6.45 \cdot 1,012 = 5,548.29\text{ kg}$$

Propiedades de diseño:

$$F_{y E70} = 4,921.42\text{ kg/cm}^2$$

De la siguiente tabla para las dimensiones de los clips o placas de conexión, obtenemos sus dimensiones.

 Lado conectado	$d$	Clip $b \times c \times L$	$d$	Clip $b \times c \times L$
		$\leq 160$	$76 \times 8 \times 122$	$\leq 550$
	$\leq 210$	$76 \times 8 \times 172$	$\leq 620$	$102 \times 8 \times 560$
	$\leq 230$	$76 \times 8 \times 192$	$\leq 700$	$102 \times 8 \times 640$
	$\leq 270$	$76 \times 8 \times 216$	$\leq 780$	$102 \times 8 \times 700$
	$\leq 320$	$76 \times 8 \times 242$	$\leq 850$	$102 \times 8 \times 770$
	$\leq 360$	$76 \times 8 \times 286$	$\leq 930$	$152 \times 10 \times 842$
	$\leq 420$	$102 \times 8 \times 342$	$\leq 1030$	$152 \times 10 \times 930$
	$\leq 470$	$102 \times 8 \times 390$	$\leq 1080$	$152 \times 10 \times 980$

Como  $d < 160$ , las dimensiones de la placa serían:

$$76 \text{ mm} \times 8 \text{ mm} \times 122 \text{ mm.}$$

$$kl = b - \text{holgura} \therefore k = \frac{b - \text{holgura}}{l} = \frac{7.6 - 1.0}{12.2} = 0.541 \text{ cm}$$

$$x = \frac{k^2}{1 + 2 \cdot k} = \frac{0.541^2}{1 + 2 \cdot 0.541} = 0.141$$

$$a = \frac{b - xl}{l} = \frac{7.6 - (0.141 \cdot 12.2)}{12.2} = 0.482$$

$$I_p = l^3 \left[ \frac{(1 + 2k)^2}{12} - \frac{k^2(1 + k)^2}{1 + 2k} \right] =$$

$$I_p = 12.2^3 \left[ \frac{(1 + 2 \cdot 0.541)^2}{12} - \frac{0.541^2(1 + 0.541)^2}{1 + 2 \cdot 0.541} \right] = 759.48 \text{ cm}^3$$

Esfuerzo de soldadura.

$$f_R = 2 \cdot F_y \cdot \sin 45^\circ = 2 \cdot 0.3 \cdot 4,921.42 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 0.7071 = 2,087.98 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Fracción de espesor = 1/16"

$$1/16" = 0.158795 \text{ cm}$$

Espesor crítico =  $t_f = 0.55 \text{ cm}$ .

$$t_f \leq 1/2"$$

$$S_{A \text{ min}} = 0.47625 \text{ cm}$$

$$S_{A \text{ máx}} = 0.635 \text{ cm}$$

$$\therefore S_A = 5 \text{ a } 6 \text{ mm}$$

Diseño del lado donde se conecta:

$$P_{RA} = \frac{f_R}{\sqrt{\left[ \frac{1}{l(1+2k)} + \frac{al^2(k-x)}{I_p} \right] + \left( \frac{al^2}{2l_p} \right)^2}} =$$

$$= \frac{2,953.46}{\sqrt{\left[ \frac{1}{12.2(1+2 \cdot 0.541)} + \frac{0.482 \cdot 12.2^2(0.541 - 0.141)}{759.48} \right] + \left( \frac{0.482 \cdot 12.2^2}{2 \cdot 759.48} \right)^2}}$$

$$= 10,482.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_A = 0.47625 \text{ cm}$$

$$V_{RA} = P_{RA} \cdot \frac{D}{S_A} = 10,482.5 \cdot \frac{0.4847 \cdot 0.43}{0.47625} = 4,587.45 \text{ kg}$$

$$f_R = 2 R_v = 2 \cdot 1,476.73 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 2,953.46 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_v = t \cdot \sin 45^\circ + 0.3 \cdot F_{y_{E60XX}}^{E70XX} = 0.43 \cdot \sin 45^\circ + 0.3 \cdot 4,921.42 = 1,476.73 \text{ kg/cm}^2$$

$$D = 0.4847 \text{ para } E70XX$$

$$D = 0.5655 \text{ para } E60XX$$

$$V_{RA} < V_A$$

$$4,587.45 \text{ kg} < 5,548.29 \text{ kg}$$

Resistencia de soldadura de filete al corte ( $f_R$  en  $\text{kg/cm}^2$ ).

Si:

$$e = 3/16''$$

y E60XX

$$f_R = e \cdot f_{VXX} = e \cdot \sin 45^\circ \cdot 0.3 f_{vE60XX}$$

Espesores mínimos de soldadura.

Si

$$t = 1/2''$$

$$e_{\min} = 3/16'' \quad (AISC 1.17.2)$$

Espesor máximo de soldadura de filete cuando se suelda a un solo lado de la una placa.

Si

$$t = 5/8''$$

$$e_{\max} = 9/16'' \quad (AISC 1.17.3)$$

Espesor máximo de soldadura de filete cuando se suelda a ambos lados de la una placa.

Si

$$t = 1/4''$$

y

E70XX

$$2 \text{ cordones} \cdot e_{\max} f_{vXX} = t \cdot f_{V A36}$$

$$2 \cdot e_{\max} \cdot \sin 45^\circ \cdot 0.3 \cdot 4921.42 \frac{kg}{cm^2} = 0.635 \cdot 0.4 \cdot 2530 kg/cm^2$$

$$e_{\max} = 0.48468 \cdot t = 0.308 cm$$

$$t_{\max} = 2.06322 \cdot e = 2.06322 \cdot 0.308 cm = 0.6354 cm (1/4'')$$

Lo cual significa que si en vez de 0.308 cm soldamos con  $e=3/16''$ , la capacidad real de la soldadura debe multiplicarse por:

$$V_{real} = V_{resistente} \cdot \frac{0.308}{0.47625}, \text{ soldadura}$$

$$V_{real} = V_{resistente} \cdot \frac{0.635}{2.06322 \cdot 0.47625}, \text{ espesor de placa}$$

Diseño de la soldadura en conexión con el alma de la viga a conectar.

Espesor crítico =  $t_w = 0.58 \text{ cm}$ .

$$t_w \leq 1/2''$$

$$S_{B \text{ mín}} = 0.47625 \text{ cm}$$

$$S_{B \text{ máx}} = 0.635 \text{ cm}$$

$$\therefore S_B = 5 \text{ a } 6 \text{ mm}$$

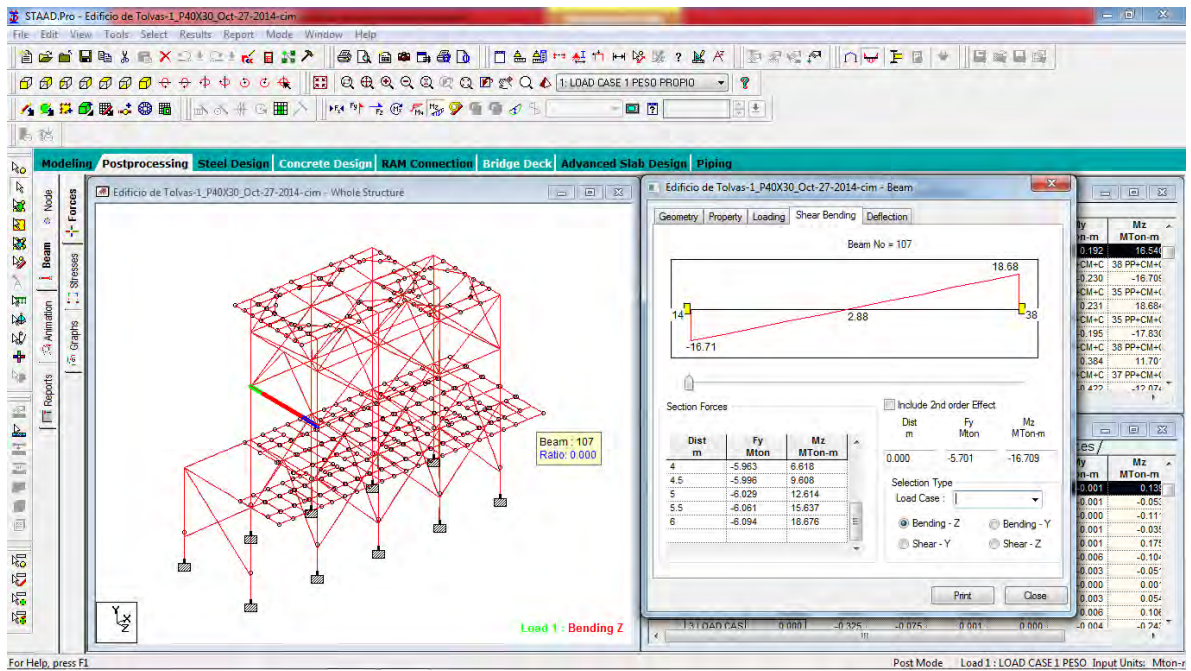
$$P_{RB} = \frac{l^2 \cdot f_R \cdot S_B}{\sqrt{l^2 + 20.25 \cdot e_1^2}} \therefore e_1 = b - \bar{x} = 7.6 - 1.72 = 5.88 \text{ cm}$$

$$\bar{x} = \frac{(b - \text{holgura})^2}{(2b - 2 \text{ holgura} + L)} = \frac{(7.6 - 1.0)^2}{(2 \cdot 7.6 - 2 \cdot 1.0 + 12.2)} = 1.715 \text{ cm}$$

$$P_{RB} = \frac{12.2^2 \cdot 2,087.98 \cdot 0.635}{\sqrt{12.2^2 + 20.25 \cdot 5.88^2}} = 6,772.88 \text{ kg}$$

$$V_{RB} = P_{RB} \cdot \frac{D}{S_B} = 6,772.88 \cdot \frac{0.58 \cdot 0.4847}{0.635} = 2,998.47 \text{ kg}$$

## IV.2.2 CONEXIÓN VIGA COLUMNA.

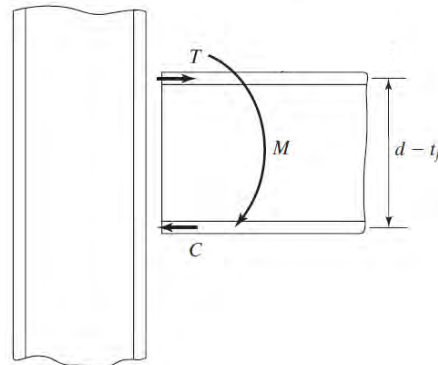


Conexión a Momento y Cortante.

$$P_u = 13.63 \text{ Ton}$$

$$V_u = 6.1 \text{ Ton}$$

$$M_u = 18.68 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$



Para la conexión entre la trabe IR 305x59.8 (W 12x40) y la columna IR 305X38.7 (W 12x26).

**Trabe**

$$A = 76.1 \text{ cm}^2$$

$$d = 30.3 \text{ cm}$$

**Columna**

$$t_w = 0.75 \text{ cm}$$

$$d = 31 \text{ cm}$$

$$b_f = 20.3 \text{ cm}$$

$$t_w = 0.58 \text{ cm}$$

$$t_f = 1.31 \text{ cm}$$

$$b_f = 16.5 \text{ cm}$$

$$k = 3.2 \text{ cm}$$

$$t_f = 0.97 \text{ cm}$$

$$S_x = 850 \text{ cm}^3$$

$$k = 2.2 \text{ cm}$$



**Por especificación:**

$$P_a = 0.85 F_a = 0.85 \cdot 0.6 \cdot 2,530 \frac{kg}{cm^2} \cdot 76.1 cm^2 = 136,421 kg = 136.4 Ton$$

$$V_a = 0.85 F_v = 0.85 \cdot 0.4 \cdot 3,515 \frac{kg}{cm^2} \cdot 30.3 cm \cdot 0.75 cm = 27158.6 kg \\ = 27.15 Ton$$

$$M_a = 0.85 F_b = 0.85 \cdot 0.6 \cdot 3,515 \frac{kg}{cm^2} \cdot 850 cm^2 = 1523750 kg \cdot cm \\ = 15.23 Ton \cdot m$$

**Diseño de placa Superior.**

$$C = T = \frac{M}{d} = \frac{1,868,000 kg \cdot cm}{28.99 cm} = 64,436 kg = 64.4 Ton$$

Ancho y largo de la placa A (tabla 6.1 ver anexo iv).

$$A_A \cdot L_A = 18 cm \cdot 20 cm$$

Espesor de placa:

$$C_{A \min} = 0.79 cm \left( \frac{5}{16} \right)$$

Entonces utilizamos:

$$C_{A=} = 2.5 cm (1")$$

$$T_R = F_b \cdot A_A \cdot A_C = 0.6 \cdot 2,530 \frac{kg}{cm^2} \cdot 18 cm \cdot 2.5 cm = 68,310 kg = 68.31 Ton$$

$$\mathbf{68.31 Ton > 64.4 Ton}$$

Espesor de la soldadura (E60XX).

$$e_{\min} = 0.48 (3/16")$$

Longitud total de la soldadura:

$$I_{TA} = 2(L_A - holgura) + A_A = 2(30 cm - 1.0 cm) + 18 = 76 cm$$

$$e_A = 1 cm (3/8")$$

$$T_{RW} = I_{TA} \cdot e_A \cdot f_v = 76 \text{ cm} \cdot 1.0 \text{ cm} \cdot 0.3 \cdot 4,218.36 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \sin 45^\circ = 68,008.5 \text{ kg}$$

$$= \mathbf{68.0 \text{ Ton} > 64.4 \text{ Ton}}$$

### Diseño de la placa Inferior.

Ancho y largo de la placa B (véase tabla 6.1 anexo iii).

$$A_B \cdot L_B = 23 \text{ cm} \cdot 30 \text{ cm}$$

Espesor de placa:

$$C_{B \text{ mín}} = 0.79 \text{ cm} \left( \frac{5}{16} \text{''} \right)$$

Entonces:

$$C_B = 1.9 \text{ cm} \left( \frac{3}{4} \text{''} \right)$$

$$T_R = A_B \cdot T_b \cdot C_B = 23 \text{ cm} \cdot 1,518 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 1.9 \text{ cm} = 66,336.6 \text{ kg}$$

$$= \mathbf{66.3 \text{ Ton} > 64.4 \text{ Ton}}$$

Espesor de la soldadura (E70XX de campo).

Longitud total de la soldadura:

$$l_{TB} = 2(L_B - \text{holgura}) = 2(30 \text{ cm} - 1.0 \text{ cm}) = 58 \text{ cm}$$

$$e_B = 1.11 \text{ cm} \left( \frac{7}{16} \text{''} \right)$$

$$T_R = l_{TB} \cdot e_B \cdot f_v = 58 \text{ cm} \cdot 1.11125 \text{ cm} \cdot 0.3 \cdot 4,921.42 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \sin 45^\circ$$

$$= 38,450.2 \text{ kg} = 67,287.8 \text{ kg}$$

$$\mathbf{67.28 \text{ Ton} > 64.4 \text{ Ton}}$$

### Diseño de la placa de Cortante:

Ancho y espesor mínimo de placa C (véase tabla 6.1 anexo iii):

$$A_C \cdot C_C = 7.6 \text{ cm} \cdot 0.79 \text{ cm}$$

### Número total de tornillos ( $\emptyset = 3/4"$ ).

Por aplastamiento Corte:

$$N_V = \frac{V}{F_V \cdot A_\phi} = \frac{27,150 \text{ kg}}{2,109.18 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 2.85 \text{ cm}^2} = 4.52 \cong 5$$

$$V_{R1} = 5 \cdot 2109.18 \cdot 2.85 = 30,055 \text{ kg} =$$

$$\mathbf{30.05 \text{ Ton} > 27.15 \text{ Ton}}$$

Por aplastamiento en el alma de la trabe:

$$N_t = \frac{V}{F_p \cdot \emptyset_t} = \frac{27,150 \text{ kg}}{5,097.19 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 0.64 \cdot 1.905 \text{ cm}} = 4.36 \cong 5$$

Por aplastamiento en la placa de conexión:

$$N_c = \frac{V}{F_p \cdot \emptyset_c} = \frac{27,150 \text{ kg}}{5,097.19 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 0.79 \cdot 1.905 \text{ cm}} = 3.54 \cong 4$$

### Longitud de la placa:

Requerimientos, (ver tabla 6.1 anexo iii).

$$L_p = 28.6 \text{ cm}$$

Distancia libre:

$$\frac{(30.3 \text{ cm} - 28.6 \text{ cm})}{2} = 0.85 \text{ cm}$$

Por lo tanto la longitud de la placa será de:

$$L_p = (30.3 - 6.4) = 23.9 \text{ cm}$$

Cortante en la placa:

$$C_p \text{ mín.} = 1.27 \text{ cm (1/2")}$$

$$V_R = C_p \cdot L_p \cdot F_V = 1.27 \text{ cm} \cdot 23.9 \text{ cm} \cdot 0.4 \cdot 2,530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 30,717 \text{ kg}$$

$$\mathbf{30.71 \text{ Ton} > 27.15 \text{ Ton}}$$

Corte en la soldadura:

$$e_s \text{ mín.} = 0.64 \text{ cm (1/4")}$$

$$V_{Rv} = 2L_s e_s f_v E_{60XX} = 2 \cdot 23.9 \text{ cm} \cdot 0.635 \text{ cm} \cdot 0.3 \cdot 4,921.42 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \sin 45^\circ$$

$$= 31,688.3 \text{ kg}$$

$$31.68 \text{ Ton} > 27.15 \text{ Ton}$$

El cortante está limitado por el número de tornillos a corte.

### Atiesadores en la columna.

Cortante en el alma de la columna:

$$A_{bc} = (d_T + C_A + C_B)d_{col} = (30.3 \text{ cm} + 2.54 \text{ cm} + 1.9 \text{ cm}) 31 \text{ cm} = 1,076.94 \text{ cm}^2$$

$$t_{col} \geq \frac{2.667 \cdot M}{A_{bc} \cdot F_{y A36}} = \frac{2.667 \cdot 18,68000 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{1,076.94 \text{ cm}^2 \cdot 2,530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 1.83 \text{ cm} > 0.58 \text{ cm}$$

Necesidad de atiesadores en el alma de la columna:

$$P_{bf} = \frac{5}{3}; C = \frac{5}{3} \cdot \frac{M}{d_T + 0.5(C_A + C_B)} = \frac{5}{3} \frac{18,68000 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{30.3 \text{ cm} + 0.5(2.54 \text{ cm} + 1.9 \text{ cm})}$$

$$= 95,756 \text{ kg}$$

$$= 95.76 \text{ Ton}$$

$$A_{ST} = \frac{P_{bf} - F_{y A36} \cdot t_{col}(C_B + 5k_{col})}{F_{y A36}}$$

$$= \frac{95,756 \text{ kg} - 2,530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 1.83 \text{ cm} (1.9 \text{ cm} + 5 \cdot 2.2 \text{ cm})}{2,530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 14.24 \text{ cm}^2$$

$$1,076.94 \text{ cm}^2 > 14.24 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se requiere de atiesadores.

Ancho, espesor y largo del atiesador ( $\omega_s$ ,  $t_s$  y  $l_s$ ):

$$\omega_s = \frac{b_{col}}{3} - \frac{t_{col}}{2} = \frac{16.5 \text{ cm}}{3} - \frac{0.58 \text{ cm}}{2} = 5.21 \text{ cm}$$

C = valor mayor del espesor de la placa A o la placa B.

$$t_s = \frac{C_A}{2} = \frac{2.5 \text{ cm}}{2} = 1.25 \text{ cm}$$

O por especificación,  $t_s = 0.95$ .

$$l_s = \frac{h_{col}}{2} = \frac{31 \text{ cm} - 2 \cdot 0.97 \text{ cm}}{2} = 14.53 \text{ cm}$$

$$A = 2 \omega t_s = 2 \cdot 5.21 \text{ cm} \cdot 1.25 \text{ cm} = 13.025 \text{ cm}^2 < 14.24 \text{ cm}^2$$

Por lo que, se aumenta el espesor del atiesador a:

$$t_s = 1.6 \text{ cm (5/8")}$$

Entonces:

$$A = 2 \omega t_s = 2 \cdot 5.21 \text{ cm} \cdot 1.5875 \text{ cm} = 16.54 \text{ cm}^2 > 14.24 \text{ cm}^2$$

Para aspectos prácticos, normalmente la disposición de los atiesadores es:

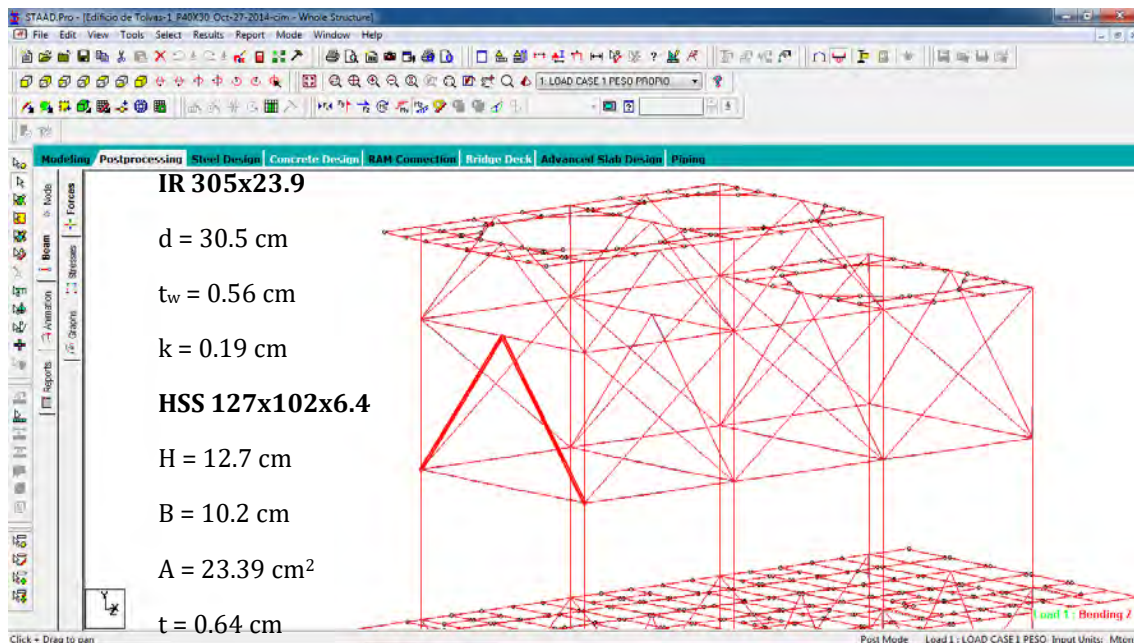
$$\omega = \frac{b_{col} - t_{col}}{2} = \frac{16.5 \text{ cm} - 0.58 \text{ cm}}{2} = 7.96 \text{ cm}$$

$t_s =$  el mismo espesor que el de las placas A o B que coincide en el nudo.

$$l_s = h_{col} = 31 \text{ cm} - 2 \cdot 0.97 \text{ cm} = 29.06 \text{ cm}$$

## IV.2.3 CONEXIÓN DE CONTRAVENTEOS.

La conexión que se presenta es del tipo Chevron, entre los contravientos OR 127x102x6.4 (HSS 5x4x0.25) y la viga IR 305x23.9 (W12x16).



### Cálculo del esfuerzo de la soldadura:

$$F_w = 0.60 \cdot F_{60XX} (1 + 0.5 \sin^{1.5} \theta_w) =$$

$$= 0.60 \cdot \left( 4921.42 \frac{kg}{cm^2} \right) (1 + 0.5 \sin^{1.5} 0^\circ) = 2,952.85 \text{ kg/cm}^2$$

### Tamaño de la soldadura:

LRFD  $\phi=0.75$

$$W_{wreq'd} = \frac{P_u}{\phi 4 F_w (0.7071) L_w} + 0.16 \text{ cm}$$

$$= \frac{16,588 \text{ kg}}{0.75 (4) \left( 2,952.85 \frac{kg}{cm^2} \right) (0.7071) (12.7 \text{ cm})} + 0.16 \text{ cm} =$$

$$= 0.37 \text{ cm} \approx 0.4 \text{ cm}$$

Usamos soldadura de filete de 5 mm (tamaño mínimo de soldadura 3/16" = 5 mm).

ASD  $\Omega=2.0$

$$\begin{aligned}
 W_{wreq'd} &= \frac{P_u \cdot \Omega}{4 F_w (0.7071) L_w} + 0.16 \text{ cm} \\
 &= \frac{16,588 \text{ kg} \cdot 2}{(4) \left( 2,952.85 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (0.7071) (12.7 \text{ cm})} + 0.16 \text{ cm} = 0.473 \text{ cm} \\
 &= 0.47 \text{ cm} \approx 0.5 \text{ cm} = 5 \text{ mm} \approx 3/16"
 \end{aligned}$$

Usamos soldadura de filete de 5 mm (tamaño mínimo de soldadura 3/16" = 5 mm).

### Cálculo del espesor de la placa de conexión.

$$\begin{aligned}
 W_e &= W_w - 0.9525 \text{ cm} - 0.15875 \text{ cm} = 0.37 \text{ cm} - 0.9525 \text{ cm} - 0.15875 \text{ cm} \\
 &= 0.74125 \text{ cm} \approx 5/16"
 \end{aligned}$$

LRFD  $\phi=0.75$

$$\begin{aligned}
 t_{1req'd} &= \frac{\phi(0.60 \cdot F_{60XX} \cdot W_e)(0.7071)(2)}{\phi(0.60 \cdot F_{y1})} = \\
 &= \frac{0.75 \cdot (0.60 \cdot 4921.42 \text{ kg/cm}^2 \cdot 0.79375 \text{ cm})(0.7071)(2)}{1.0 \cdot (0.60 \cdot 2530 \text{ kg/cm}^2)} = 1.64 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

ASD  $\Omega=2.0$

$$\begin{aligned}
 t_{1req'd} &= \frac{\Omega(0.60 \cdot F_{60XX} \cdot W_e)(0.7071)(2)}{\Omega(0.60 \cdot F_{y1})} = \\
 &= \frac{1.5 \cdot (0.60 \cdot 4921.42 \text{ kg/cm}^2 \cdot 0.79375 \text{ cm})(0.7071)(2)}{2.0 \cdot (0.60 \cdot 2530 \text{ kg/cm}^2)} = 1.64 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Usamos espesor de placa de 3/4" = 1.905 cm

### Pandeo de la placa (a compresión).

$$r = \frac{t_1}{\sqrt{12}} = \frac{1.905 \text{ cm}}{\sqrt{12}} = 0.549926 \text{ cm} \approx 0.55 \text{ cm}$$

$$l_1 = 6 \frac{1}{2}'' = 16.51 \text{ cm}$$

$$\frac{K l_1}{r} = \frac{1.2 \cdot 16.5 \text{ cm}}{0.55 \text{ cm}} = 36$$

El valor de K, se obtiene de la tabla C-C2.2 (ver anexo iii).

Límite de la relación de esbeltez.

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2,040,730 \text{ kg/cm}^2}{2,530 \text{ kg/cm}^2}} = 133.77 > 36$$

$$F_e = \frac{\pi \cdot E}{\left(\frac{K l_1}{r}\right)^2} = \frac{\pi \cdot 2,040,730 \text{ kg/cm}^2}{(36)^2} = 4,946.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e}\right] \cdot F_y = \left[0.658 \frac{2,530}{4,946.87}\right] \cdot 2,530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 2,042.47 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_w = B + 2[(\text{long. conexión}) \cdot \tan \theta] = 10.2 \text{ cm} + 2[(16.5 \text{ cm}) \cdot \tan 39.81^\circ] \\ = 37.70 \text{ cm} \approx 38 \text{ cm}$$

$$A_w = l_w \cdot t_1 = 38 \text{ cm} \cdot 1.905 \text{ cm} = 72.39 \text{ cm}^2$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A_w = 2,042.47 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 72.39 \text{ cm}^2 = 147854 \text{ kg} \approx 147.85 \text{ Ton}$$

LRFD  $\phi=0.90$

$$\phi \cdot P_n = 0.90 \cdot 147.85 \text{ Ton} = \mathbf{133.06 \text{ Ton} > 16.6 \text{ Ton}}$$

ASD  $\Omega=1.67$

$$\frac{P_n}{\Omega} = \frac{147.85 \text{ Ton}}{1.67} = \mathbf{88.53 \text{ Ton} > 16.6 \text{ Ton}}$$



### Resistencia a la tensión en la placa de conexión.

$$R_n = F_{y1} \cdot A_w = 2,530 \frac{kg}{cm^2} \cdot 72.39 cm^2 = 183,147 kg$$

LRFD  $\phi=0.90$

$$\phi \cdot P_n = 0.90 \cdot 183.1 Ton = \mathbf{164.79 Ton} > \mathbf{16.6 Ton}$$

ASD  $\Omega=1.67$

$$\frac{P_n}{\Omega} = \frac{183.1 Ton}{1.67} = \mathbf{109.6 Ton} > \mathbf{16.6 Ton}$$

### Resistencia al corte de la soldadura.

Longitud mínima de soldadura (propuesta):

$$l_w = 15.0 cm$$

$$A_e = 4 \cdot l_w \cdot t = 4 \cdot 15.0 cm \cdot 0.635 cm = 38.1 cm^2$$

Resistencia al cortante:

$$V_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A_e = 0.6 \cdot 3,235 \frac{kg}{cm^2} \cdot 38.1 cm^2 = 73,952.1 kg/cm^2$$

LRFD  $\phi=1.0$

$$\phi \cdot P_n = 1.0 \cdot 55.46 Ton = \mathbf{73.95 Ton} > \mathbf{16.6 Ton}$$

ASD  $\Omega=1.5$

$$\frac{P_n}{\Omega} = \frac{73.95 Ton}{1.5} = \mathbf{49.3 Ton} > \mathbf{16.6 Ton}$$

Retraso de cortante en la conexión del contraviento y la placa.

$$\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B + H)} = \frac{10.2^2 + (2 \cdot 10.2 \cdot 12.7)}{4(10.2 + 12.7)} = 3.964 cm$$

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l} = 1 - \frac{3.964 cm}{15 cm} = 0.264$$

$$A_n = A_g \cdot 2 \cdot t \cdot t_1 = 26.39 \text{ cm}^2 \cdot 2(0.9)(0.635 \text{ cm})(1.905 \text{ cm} + 0.3175 \text{ cm})$$

$$= 67.04 \text{ cm}^2$$

$$A_e = U \cdot A_n = 0.264 \cdot 67.04 \text{ cm}^2 = 17.69 \text{ cm}^2$$

$$R_n = F_u \cdot A_e = 4,080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 17.69 \text{ cm}^2 = 72,175.2 \text{ kg}$$

LRFD  $\phi=0.75$

$$\phi \cdot P_n = 0.75 \cdot 72.17 \text{ Ton} = \mathbf{54.12 \text{ Ton} > 16.6 \text{ Ton}}$$

ASD  $\Omega=2.0$

$$\frac{P_n}{\Omega} = \frac{72.17 \text{ Ton}}{2.0} = \mathbf{36.08 \text{ Ton} > 16.6 \text{ Ton}}$$

**Calculo de la resistencia entre la viga y la placa.**

$$e_b = \frac{d}{2} = \frac{30.5 \text{ cm}}{2} = 15.25 \text{ cm}$$

$$\theta = \tan^{-1} \left[ \frac{3}{3.6} \right] = 39.8056^\circ$$

$$\bar{\alpha} = \alpha = e_b \cdot \tan \theta = 15.25 \text{ cm} \cdot \tan 39.8056^\circ = 12.7083 \text{ cm}$$

Usamos  $\alpha = 15 \text{ cm}$

$$\beta = e_c = 0$$

$$r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2} = \sqrt{(15 \text{ cm} + 0)^2 + (0 + 15.25)^2} = 21.39 \text{ cm}$$

$$H_{ub} = \frac{\alpha \cdot P_u}{r} = \frac{15 \text{ cm} \cdot 16,588 \text{ kg}}{21.39 \text{ cm}} = 11,632.5 \text{ kg} \approx 11.6 \text{ Ton}$$

$$V_{ub} = \frac{e_b \cdot P_u}{r} = \frac{15.25 \text{ cm} \cdot 16,588 \text{ kg}}{21.39 \text{ cm}} = 11,826.4 \text{ kg} \approx 11.8 \text{ Ton}$$

### Tamaño de la soldadura entre la viga y la placa de conexión.

$$l = 2 \cdot \alpha = 2 \cdot 15 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

$$D_{requid} = \frac{1.25 \cdot P_u}{1.392 \cdot l} = \frac{1.25 \cdot 16,588 \text{ kg}}{1.392 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 2} = 248.26$$

### Tamaño de soldadura contra espesor de la placa.

$$t_{\min} = \frac{6.19 \cdot D}{F_u} = \frac{6.19 \cdot 248.26}{4,080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0.376 \text{ cm} \cong 3/16''$$

### Esfuerzo en el alma de la viga.

$$R_n = (N + 5k)F_y \cdot t_w = (51 \text{ cm} + 5(1.9 \text{ cm})) \cdot 3,515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 0.56 \text{ cm} = 119,088 \text{ kg}$$

LRFD  $\phi=1.0$

$$\phi \cdot P_n = 1.0 \cdot 119 \text{ Ton} = \mathbf{119 \text{ Ton} > 16.6 \text{ Ton}}$$

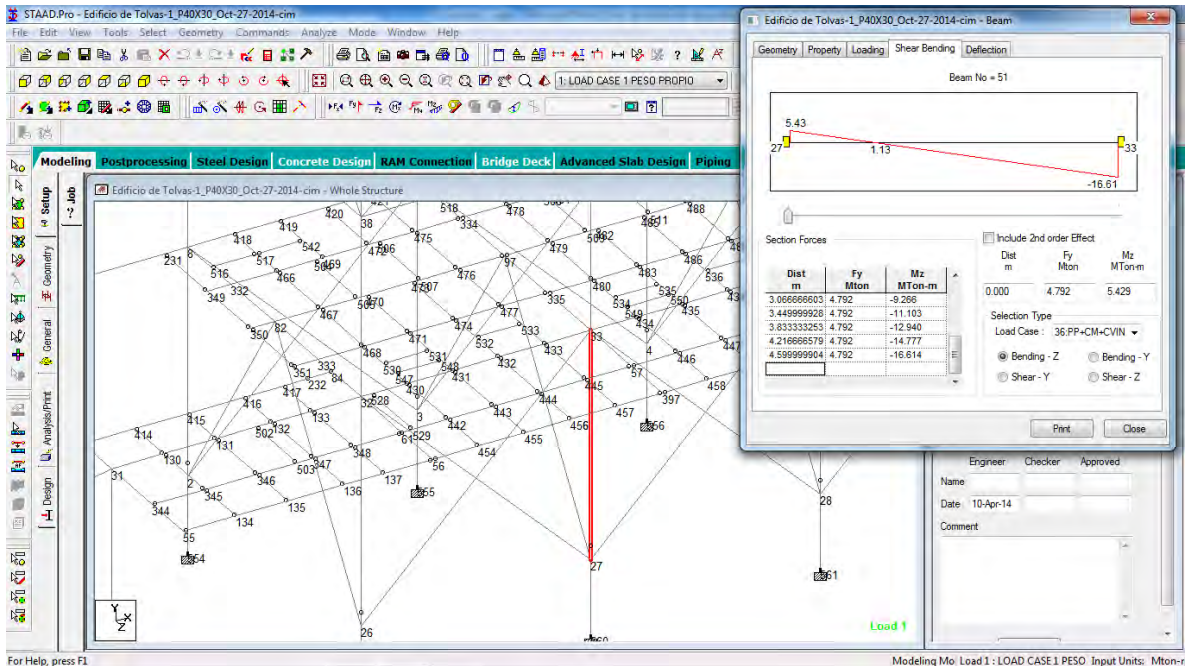
ASD  $\Omega=1.5$

$$\frac{P_n}{\Omega} = \frac{119 \text{ Ton}}{1.67} = \mathbf{79.33 \text{ Ton} > 16.6 \text{ Ton}}$$

## IV.2.4 PLACA BASE.

### Diseño de placa base:

Para la columna No. 51 IR 305 x 32.8 (W 12 x 22),  $d = 31.3 \text{ cm}$ ,  $b_f = 10.2 \text{ cm}$ ,  $t_f = 1.08 \text{ cm}$  y un pedestal de  $75 \text{ cm} \times 70 \text{ cm}$  de concreto.



Elementos mecánicos:

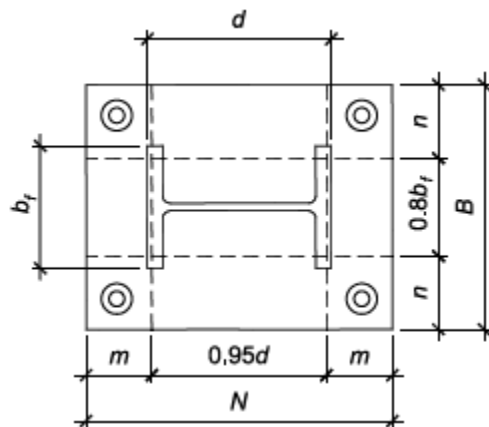
$$P = -4.792 \text{ Ton}$$

$$V_x = -41.458 \text{ Ton}$$

$$V_y = 0.149 \text{ Ton}$$

$$M_x = 16.614 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_y = 0.000 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$



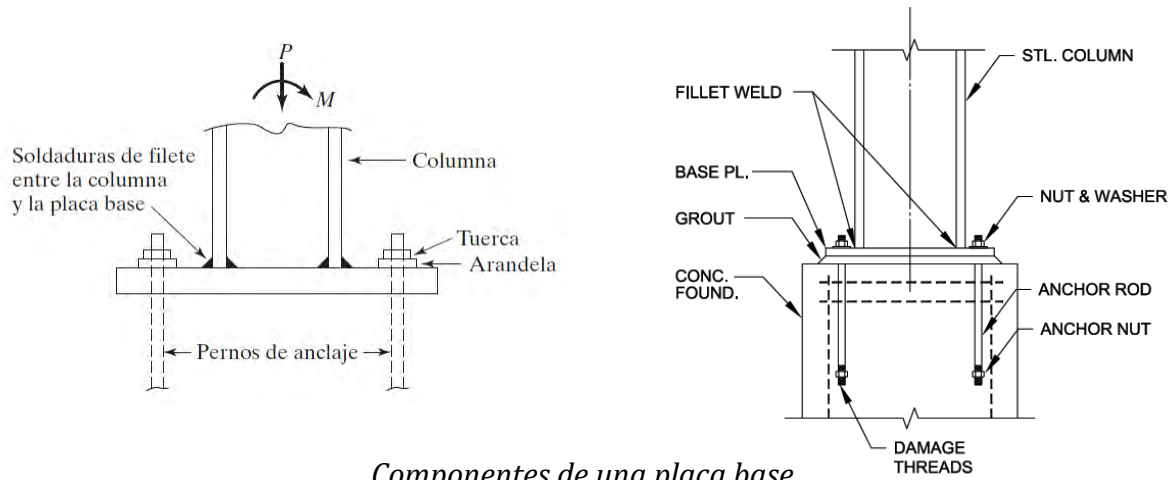
De acuerdo a la Tabla 6.3 dimensiones mínimas para atornillar placa base con llave española (ver anexo iii).

## Díametro de los agujeros:

$$\phi_{\text{agros.}} = \phi + \frac{1}{16}'' \text{ para } \phi \leq 1 \frac{3}{4}''$$

$$\phi_{\text{agros.}} = \phi + \frac{1}{4}'' \text{ para } \phi \geq 2''$$

Proponiendo 4 anclas de 1 1/2" Ø, y cartabones.



Componentes de una placa base.

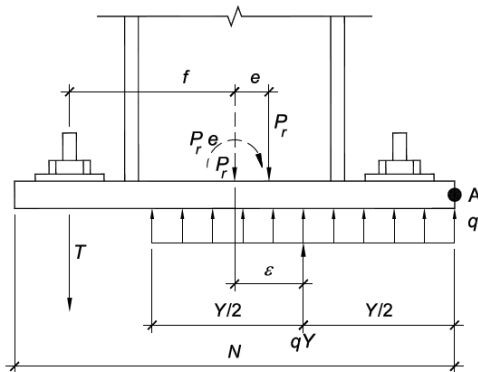


Figure 3.3.1. Base plate with small moment.

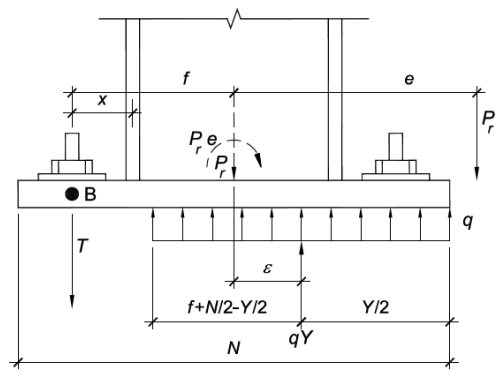


Figure 3.4.1. Base plate with large moment.

$$G = \frac{d}{2} + C = \frac{31.3 \text{ cm}}{2} + 6.4 \text{ cm} = 22.05 \text{ cm}$$

$$F = 2G + 2D = 2 \cdot 22.05 \text{ cm} + 2 \cdot 6.7 \text{ cm} = 57.5 \text{ cm}$$

$$H = 3B + 2D = 3 \cdot 14.8 \text{ cm} + 2 \cdot 6.7 \text{ cm} = 57.8 \text{ cm}$$

$$A = F \cdot H = 60 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm} = 360 \text{ cm}^2$$

$$S_x = \frac{H \cdot F^2}{6} = \frac{60 \text{ cm} \cdot 60^2 \text{ cm}}{6} = 36,000 \text{ cm}^3$$

Resistencia del concreto a la compresión:

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x}{S_x} = \frac{4,792 \text{ kg}}{360 \text{ cm}^2} \pm \frac{1,661,400 \text{ kg}\cdot\text{cm}}{36,000 \text{ cm}^3} =$$

$$f_1 = 59.46 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = -32.84 \text{ kg/cm}^2$$

$A_1$  = área de aplastamiento;  $A = 360 \text{ cm}^2$

$A_2$  = área de concreto (suponiendo anclas con camisa)

$$\begin{aligned} A_2 &= (2G + 2E)(3B + 2E) \\ &= (2 \cdot 22.05 \text{ cm} + 2 \cdot 15.0 \text{ cm})(3 \cdot 14.08 \text{ cm} + 2 \cdot 15.0 \text{ cm}) \\ &= 5,352.98 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$F_p = 0.35 \cdot f'_c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 0.35 \cdot 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \sqrt{\frac{5,352.98 \text{ cm}^2}{360 \text{ cm}^2}} = 337.41 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_1 < F_p ; 59.46 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 337.41 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ ok}$$

**Análisis.**

$$\sum F_x = 0$$

$$V_A + V_R = 0; -41.458 \text{ Ton} + V_R = 0; \therefore V_R = 41,458 \text{ ton}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$T + P - C = 0$$

$$T + 4,792 \text{ kg} - \frac{1}{2}(59.46 \text{ kg/cm}^2)(58 \text{ cm})kd = 0$$

$$T + 4,792 - 1,724.34 \text{ kd} = 0 \dots \dots \dots \text{ec. 1}$$

$$\sum M = 0$$

$$TG + Cx + M_x = 0$$

$$22.05 T + \frac{1}{2} (59.46)(58)kd \left[ 30 - \frac{1}{3}kd \right] - 1,661,400 = 0$$

$$22.05 T + 1,724.34kd \left[ 30 - \frac{1}{3}kd \right] - 1,661,400 = 0$$

$$22.05 T + 51,730.2 kd - 574.78 kd^2 - 1,661,400 = 0 \dots \dots \dots ec. 2$$

Dividiendo la ecuación *ec. 2* entre -22.05.

$$-T - 2,346.04 kd + 26.0671 kd^2 + 75,346.9 = 0 \dots \dots \dots ec. 3$$

Sumando las ecuaciones *ec. 1* y *ec.3* se tiene:

$$26.0671 kd^2 - 4,070 kd + 80,138.9 \dots \dots \dots ec. 4$$

Resolviendo la ecuación *ec.4*:

$$kd = \frac{4,070 \pm \sqrt{4,070^2 - 4(26.0671)(80,138.9)}}{2(26.0671)} =$$

$$kd = 133.024 > 60$$

$$kd = 23.111 < 60 \text{ ok}$$

Sustituyendo *kd* en la ecuación *ec. 3*

$$T = 35,050.5 \text{ kg}$$

Entonces:

$$J = \frac{F}{2} - \frac{d}{2} + \frac{C}{2} = \frac{60}{2} - \frac{31.3}{2} + \frac{1.08}{2} = 14.89 \text{ cm}$$

$$\frac{59.46}{23.111} = \frac{f_3}{36.889} ; f_3 = 94.908 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_4 = f_1 - f_3 = 59.46 - 94.908 = -35.448 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_p = f_3 \cdot J \cdot \frac{J}{2} + \frac{1}{2} f_4 \cdot J \cdot \left( \frac{2}{3} \cdot J \right) = \frac{f_3 \cdot J^2}{2} + \frac{f_4 \cdot J^2}{2}$$

$$M_p = \frac{94.908 \cdot 14.89^2}{2} + \frac{-35.448 \cdot 14.89^2}{2} = 6,591.5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

**Diseño:**

$$F_b = 0.75 \cdot f_{y A-36} = 0.75 \cdot 2,530 \frac{kg}{cm^2} = 1,897.5 \frac{kg}{cm^2}$$

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M_p}{F_b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 6,591.5}{1,897.5}} = 4.57 \text{ cm}$$

Reduciendo el espesor mediante cartabones.

$$M_p = 0.5 \cdot \frac{f_1 \cdot (D + C)^2}{2} = 0.5 \cdot \frac{59.46 \cdot (6.7 + 6.4)^2}{2} = 2,550.98 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M_p}{F_b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 2,550.98}{1,897.5}} = 2.84 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el espesor de la placa será:

$$t_p = 1 \frac{1}{4}'' (3.18 \text{ cm})$$

**Número de anclas:**

$$\#anclas = \frac{T}{A_{s\phi T} \cdot F_T} = \frac{35,050.5}{11.4 \cdot 1,518} = 2.03$$

**Revisión a Tensión y Corte.**

$$f_T = \frac{T}{A_{sT}} = \frac{35,050.5}{4 \cdot 11.4} = 768.65 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_v = \frac{V}{A_{sV}} = \frac{41,458}{6 \cdot 11.4} = 606.11 \frac{kg}{cm^2}$$

De la tabla 1.5.2.1 del AISC.

$$F_v = 10 \text{ ksi} = 703.7 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_v > f_v$$

$$F_T = 1827.96 - 1.8f_v = 1827.96 - 1.8(606.11) = 736.96 \frac{kg}{cm^2}$$

Interacción:

$$\frac{f_T}{F_T} = \frac{768.65}{736.96} = 1.043$$



Según la especificación 2.1.1 (10) g, el cortante V, se puede reducir por el cortante producido por las cargas verticales mínimas y el factor de fricción entre el concreto y el acero  $\mu = 0.45$ .

$$V_{FR} = \mu \cdot N = 0.45 \cdot 4,792 = 2,156.4 \text{ kg}$$

$$f_v = \frac{V - V_{FR}}{A_{sv}} = \frac{41,458 - 2,156.4}{6 \cdot 11.4} = 574.58 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_T = 1827.96 - 1.8f_v = 1827.96 - 1.8(574.58) = 793.71 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_T}{F_T} = \frac{768.65}{793.71} = 0.97$$

### Dimensiones definitivas, cartabones y soldadura.

Cartabones y soldadura (E-60XX).

$$C = \frac{T}{\text{Núm. de cartabones}} = \frac{35,050.5}{3} = 11,683.5 \text{ kg}$$

$$e = \frac{C}{F_b \text{ (ancho)}} = \frac{11,683.5}{0.6 \cdot 2530 \cdot 13.1} = 0.588 \text{ cm}$$

El espesor de la placa será, por especificación 2.1.1. (10)b:

$$e = 3/8" (0.9525 \text{ cm})$$

### Longitud de la soldadura:

Para soldadura de 5/16"

$$L_s = \frac{[C \text{ o } V_R]_{\text{máx}}}{2 \cdot f_R} = \frac{41,458}{2 \cdot 710.29} = 29.2 \text{ cm}$$

Tabla de capacidad  $R_v$  de la soldadura a corte ( $\text{kg/cm}^2$ ).

Espesor de soldadura t		Electrodo	
pulg	mm	E-60xx Fy= 4218.36	E-70xx Fy= 4921.42
1/8"	3	284.11	331.47
3/16"	5	426.17	497.20
1/4"	6	568.23	662.93
5/16"	8	710.29	828.67
3/8"	10	852.34	994.40
7/16"	11	994.40	1160.13
1/2"	13	1136.46	1325.87

$R_v = t \text{ sen } 45^\circ \times 0.30 F_y$   
E-60xx  
E-70xx

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{13.1 \cdot 0.95^3}{12(13.1 \cdot 0.95)}} = 0.27 \text{ cm}$$

$$\frac{K \cdot L}{r} = \frac{1.0 \cdot 29}{0.27} = 107.4 < 200$$

$M = kf_1 (\text{lado libre})^2$ si $\alpha < 0.5 \rightarrow$	$\alpha$	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	2	>2
$M = kf_1 (\text{lado libre})^2$ si $\alpha < 0.5 \rightarrow$	$k$	0.06	0.074	0.088	0.097	0.107	0.112	0.120	0.126	0.132	0.133

$$\alpha = \frac{\text{lado mayor fijo}}{\text{lado libre}} = \frac{15}{15} = 1.0$$

$$l_{T\text{sold.}} = \text{Cartabones} + \text{Patín} + \text{Alma} = 6 \cdot 13.1 + 2 \cdot 20.4 + 2 \cdot 29.14 = 177.68 \text{ cm}$$

Centroide:

$$\bar{x} = \frac{6 \cdot 13.1 \cdot 30 + 2 \cdot 20.4 \cdot 29.14 + 2 \cdot 29.14 \cdot 14.57}{177.68} = 24.74 \text{ cm}$$

Momento Resistente de la soldadura:

$$M_R = f_R \cdot l \cdot \bar{x} = 710.29 \cdot 177.68 \cdot 24.74 = 3,122,300 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 31.22 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_R > M_u$$

$$31.22 \text{ Ton} \cdot \text{m} > 16.614 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

## **V.CONCLUSIONES.**

Me pareció pertinente desarrollar este material ilustrativo, presentando el análisis y diseño de una estructura no convencional, que forma parte de estructuras industriales, es decir, una estructura que alberga y soporta equipo mecánico, eléctrico y electrónico, dentro de una planta productora de cemento, como se describe en la introducción.

Lo primordial de una estructura es guardar el equilibrio estático, ser estable ante las solicitaciones impuestas, que no produzcan daños importantes en sus elementos estructurales, que no sea demasiado costosa y sobretodo, que no colapse. Para ello, después de analizar varias alternativas y propuestas de secciones estructurales en acero, marcos sin arriostrar, etc. La propuesta final es la más adecuada para cumplir con todos los lineamientos de los reglamentos vigentes y es la que se expone en este trabajo.

Diseñar con el método de factores de carga y resistencia LRFD (Load and Resistance Factors Design), por sus siglas en inglés, resulta ser más conservador que el método de esfuerzos permisibles ASD (Allowed Stress Design), para cargas accidentales y menos para cargas gravitacionales, también es más conservador en situaciones de volteamiento, cuando las cargas accidentales se oponen a las gravitacionales. Cabe mencionar que no todos los elementos se deben diseñar por el método LRFD cuando se requieren mantener en el rango elástico, lo que significa comportarse de manera inelástica en zona de menor riesgo sísmico, por lo que, los daños serían menores, que pudieran repararse ante una solicitud extraordinaria.

El diseño por ASD, produce niveles altos de confiabilidad. Sin embargo, ha generado considerable dispersión en las confiabilidades de sus componentes, comparado con el LRFD, el cual provee una mayor uniformidad. Además, para casos donde las cargas de gravedad son mucho mayores que las accidentales, se ha logrado mayor economía con el método de Factores de Carga y Resistencia.

Generalmente, los diseños estructurales que se han desarrollado en la empresa donde colaboro, se han calculado por métodos elásticos, dándole prioridad a la seguridad y funcionalidad de las estructuras, más que al aspecto económico, sin llevar a las estructuras al límite. La mayoría de las uniones (conexiones entre los miembros), se realiza a base de soldaduras; cuando se requiere usar conectores como tornillos, es porque específicamente y particularmente así los necesitan.

El presente trabajo muestra como ejemplo, el análisis, la revisión y el diseño de ciertos elementos estructurales representativos, pertenecientes a esta estructura, para que se visualice de manera particular su comportamiento y su resistencia bajo las solicitaciones de servicio y de falla.

Por otro lado, el objetivo principal de este documento, es conocer el acero y sus diferentes componentes como material estructural, plasmar los conocimientos básicos y el uso de reglamentos y manuales de diseño para desarrollar un juicio ingenieril y aplicar estrategias idóneas para resolver los problemas que se presenten en cuestión de diseño o revisión de estructuras, con las necesidades y requerimientos particulares de cada proyecto.

## REFERENCIAS.

1. **Diseño de Estructuras de Acero**, Jack C. McCormac y Stephen F. Csernak, Editorial Alfaomega, 5ª. Edición.
2. **Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD**, Sriramulu Vinakota, Editorial Mc Graw Hill, traducción de la primera edición.
3. **Estructuras de Acero comportamiento y diseño**, Oscar de Buen López Heredia, Noriega Editores, Editorial Limusa.
4. **Handbook of structural Steel Connection Design and Details**. Tamboli Akbar R., Editorial Mac Graw Hill, 1999.
5. **Composite Structures of Steel and Concrete, Volume 1, Second Edition**, R. P. Johnson, Blackwell scientific Plublication.
6. **Diseño de Acero Estructural**, Joseph E. Bowles, Editorial Limusa, Cuarta Edición 1993.
7. **Diseño Estructural**, Roberto Meli, Editorial Limusa,
8. **Diseño Sísmico de Edificios**, Enrique Bazan y Roberto Meli, Editorial Limusa,
9. **Steel Construction**, AISC (American Institute of Steel Construction) Manual, 13ª. Edition.
10. **Reglamento de Construcciones del Distrito Federal**, 2004.
11. **Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones**. 2004.
12. **Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas**. 2004.
13. **Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo**. 2004.
14. **Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad**, Diseño por Sismo, 2008.
15. **Manual de Construcción en Acero (IMCA)**. 5ª. Edición.
16. **Diseño Práctico de Estructuras de Acero**. Un enfoque del diseño con AISC: ASD/LRFD y RCDF. Delfino Rodríguez Peña, Editorial Trillas, Tercera Edición.
17. **Manual de Diseño para la Construcción con Acero**. AHMSA, 2013.
18. **El Acero Hoy**. Artículos Técnicos Gerdau Corsa.

## **ANEXOS.**

### **i. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.**

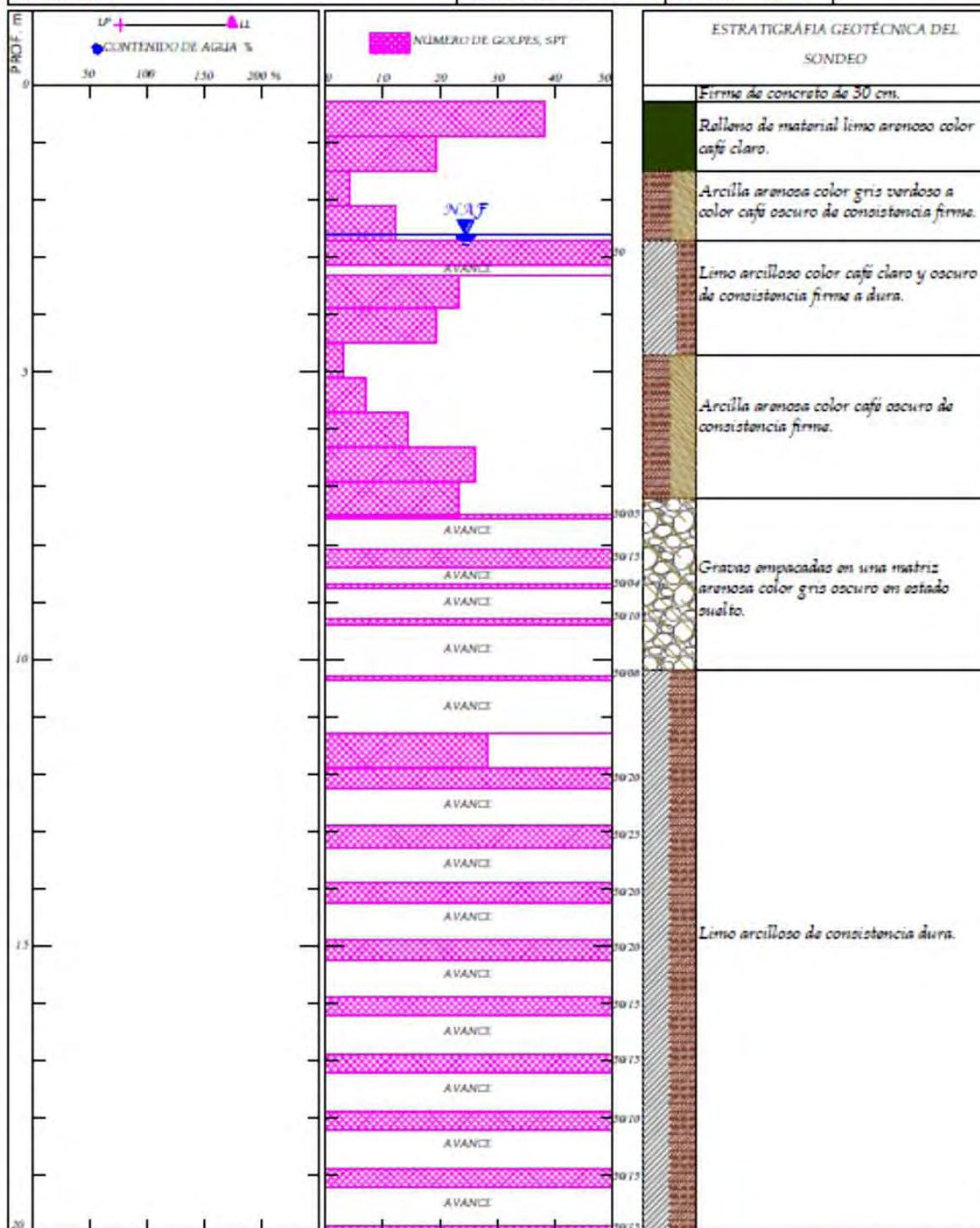
Con base en estudios realizados en sondeos próximos al sitio, una empresa dedicada a cimentaciones y mecánica de suelos determinó la estratigrafía del sitio, para poder definir el tipo de cimentación, profundidad de desplante y capacidad de carga del terreno de sustentación, tanto en condiciones estáticas como sísmicas, además de los posibles asentamientos que posiblemente se producirán por la sobrecarga.

#### **i.1 Estratigrafía.**

De acuerdo con los trabajos de exploración, la estratigrafía está constituida por los siguientes materiales:

# SONDEO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)

PROYECTO <b>SILOS CRUZ AZUL</b> Ciudad Cooperativa Cruz Azul, Estado de Hidalgo.	SONDEO <b>SPT-1</b>	
LOCALIZACIÓN	PROF. EXPLORADA <b>25.20 m</b>	PROF. NAF <b>2.60 m</b>

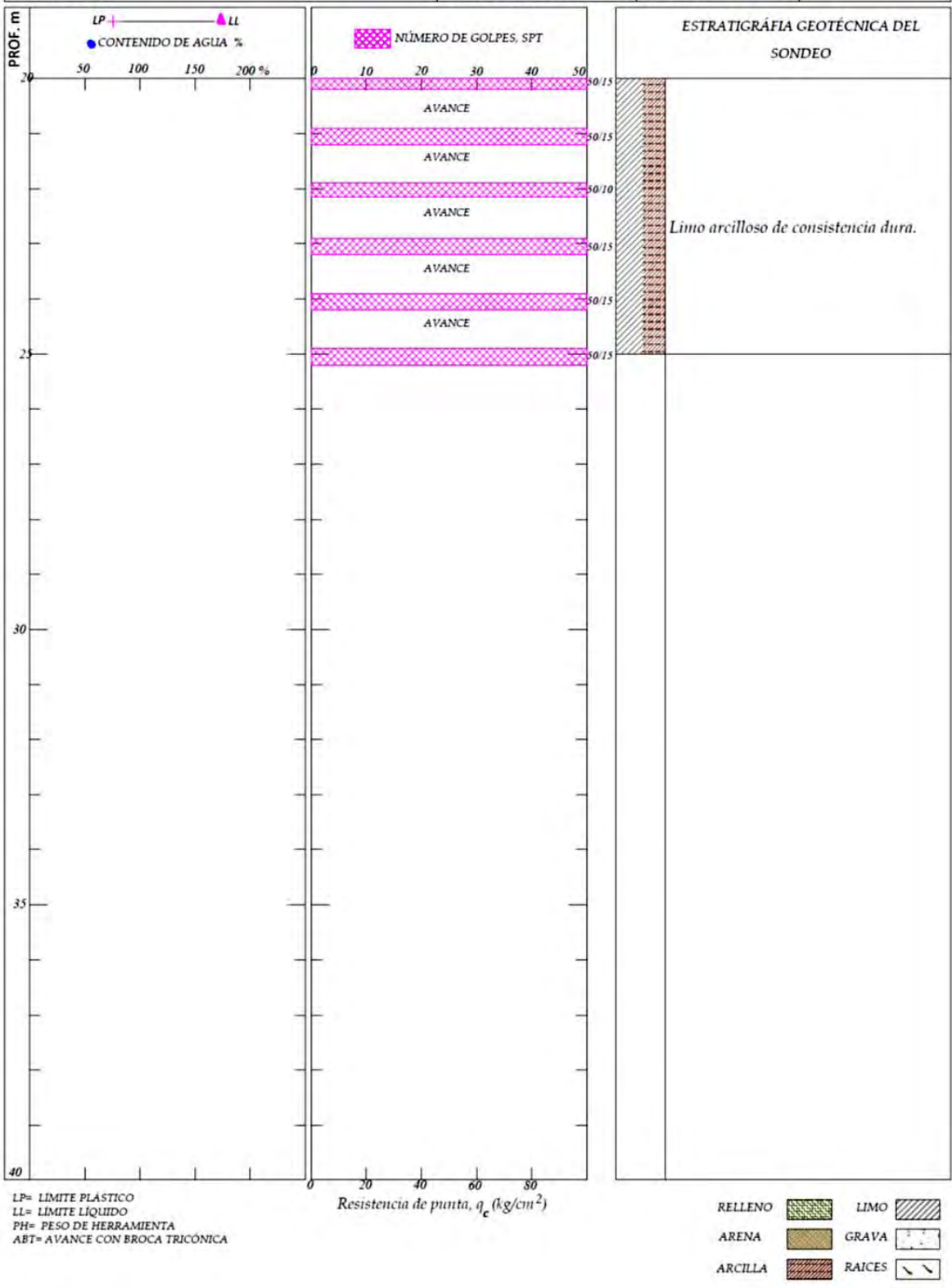


LP= LÍMITE PLÁSTICO  
 LL= LÍMITE LÍQUIDO  
 PH= PESO DE HERRAMIENTA  
 ART= AVANCE CON BROCA TRICÓNICA

RELLENO		LIMO	
ARENA		GRAVA	
ARCILLA		RAICES	

# SONDEO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)

<b>PROYECTO</b> <span style="float: right;"><b>SILOS CRUZ AZUL</b></span>	<b>SONDEO</b> <span style="float: right;"><b>SPT-1</b></span>	 <b>CIMANC</b> <small>CONCRETO Y ANILAJES S.A. DE C.V.</small>
<b>LOCALIZACIÓN</b> <i>Ciudad Cooperativa Cruz Azul, Estado de Hidalgo.</i>	<b>PROF. EXPLORADA</b> <b>25.20 m</b>	





## **i.2 Determinación del coeficiente sísmico del sitio.**

Para determinar el coeficiente sísmico, se empleó la metodología del Manual de Obras Civiles de Diseño por Sismo de la CFE (2015), utilizando el software PRODISIS v2.3, en el cual, se obtuvo el espectro de diseño transparente a partir de las coordenadas del sitio y la estratigrafía. El espectro obtenido a partir de la regionalización sísmica de la República Mexicana de acuerdo a la sección C del Manual de Obras Civiles de la CFE (2015).

La república mexicana se divide en cuatro zonas o regiones sísmicas, el estado de Hidalgo se encuentra localizado en la Zona B, de media intensidad. Esta zona es de moderada intensidad, pero las aceleraciones no alcanzan a rebasar el 70% de la aceleración de la gravedad.

Con la importancia de la estructura clasificada como tipo B y las coordenadas de latitud 19.984083 y longitud 99.331861 del sitio, son ingresadas al PRODISIS v2.3.

También se requiere ingresar las características del suelo, por lo que se tienen que discretizar los depósitos de suelo, indicando el peso volumétrico ( $\gamma$ ), velocidad de onda de corte ( $V_s$ ) y espesor de cada estrato. Para  $\gamma$ , se emplearon los resultados obtenidos en las pruebas de laboratorio de muestras inalteradas y para la velocidad de onda ( $V_s$ ), métodos empíricos relacionados con el número de golpes del SPT. Empleando la siguiente expresión:

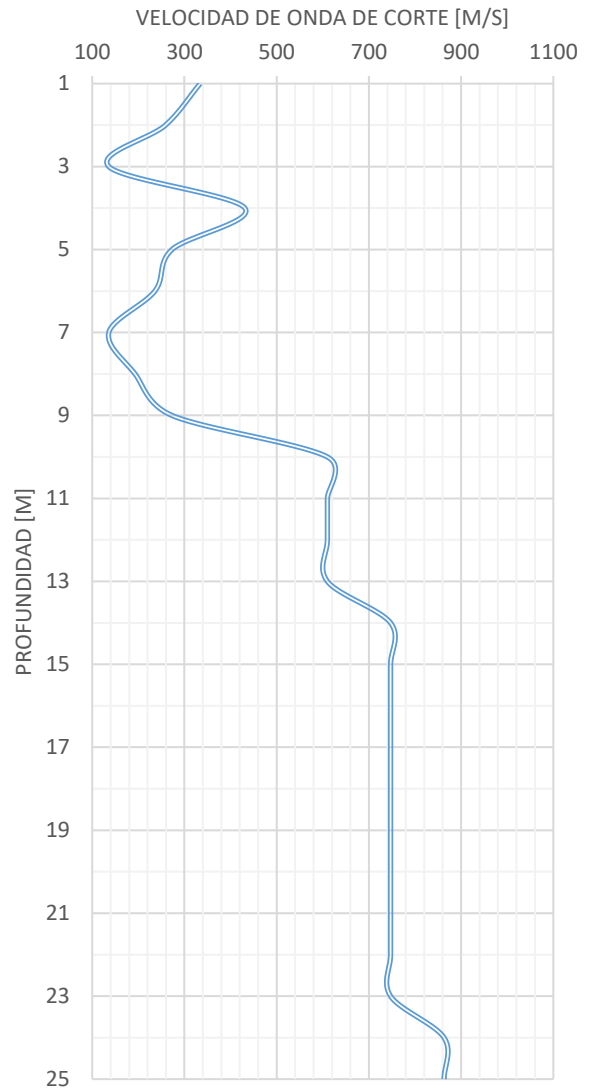
$$V_s = 61 N^{0.5} \quad (\text{Para arenas y limos})$$

Donde:

N: Número de golpes.

$V_s$ : Velocidad de onda de corte en m/s.

Estrato	H [m]	$\gamma$ [kg/m <sup>3</sup> ]	Vs [m/s]
1	1	1500	334
2	1	1500	259
3	1	1500	136
4	1	1500	431
5	1	1500	273
6	1	1500	236
7	1	1500	136
8	1	1500	193
9	1	1500	273
10	1	1500	610
11	1	1500	610
12	1	1500	610
13	1	1500	610
14	1	1500	747
15	1	1500	747
16	1	1500	747
17	1	1500	747
18	1	1700	747
19	1	1700	747
20	1	1700	747
21	1	1700	747
22	1	1700	747
23	1	1700	747
24	1	1700	863
25	1	1700	863



Como resultado del análisis, se obtuvo el coeficiente sísmico “c” (figura i.1) y el espectro de diseño (figura i.2).



Figura i.1. Resultados del análisis, valor del coeficiente sísmico  $c = 0.44g$ .

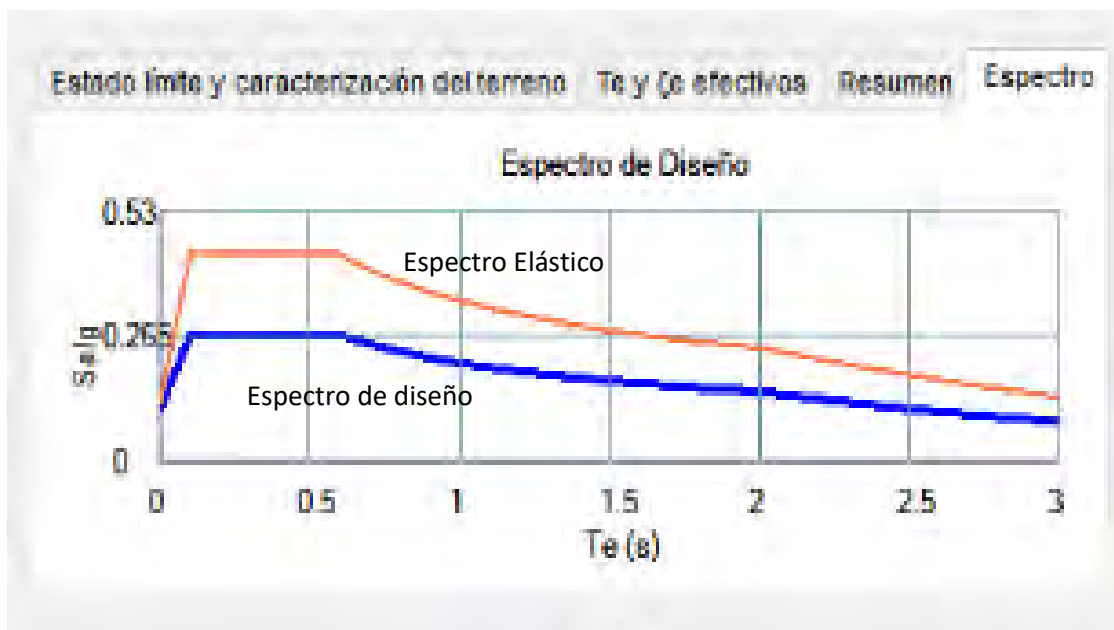


Figura i.2. Espectro de Diseño, para los estados límite de falla y de servicio.

El coeficiente sísmico obtenido de 0.44 g, no se encuentra afectado por ningún factor de reducción por sobre-resistencia ni ductilidad.

**ii. MÉTODO ESTÁTICO. MANUAL DE OBRAS CIVILES DE LA COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD 2015.**

**Sección 3.3.5 Método Estático.**

El método estático es aplicable a edificios regulares cuya altura sea menor o igual que 30 m y estructuras irregulares con altura no mayor de 20 m. En terreno firme, estos límites se incrementan a 40 y 30 m, respectivamente.

El método de análisis estático consta esencialmente de los siguientes pasos:

- 1) Calcular fuerzas laterales aplicadas en los centros de masa de los pisos que produzcan efectos equivalentes a la acción sísmica.
- 2) Distribuir las fuerzas laterales del paso 1 y los momentos torsionantes asociados a estas fuerzas entre los sistemas resistentes a carga lateral que conforman la estructura, como son marcos, muros o combinaciones de éstos.
- 3) Analizar cada sistema resistente ante las cargas laterales que le corresponden.

**Sección 3.3.5.1 Valuación de fuerzas sísmicas sin estimar  $T_{e0}$**

Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura se supondrá un conjunto de fuerzas de inercia laterales actuando sobre cada uno de los niveles, en los que se suponen concentradas las masas, como se ilustra en la figura 3.2.

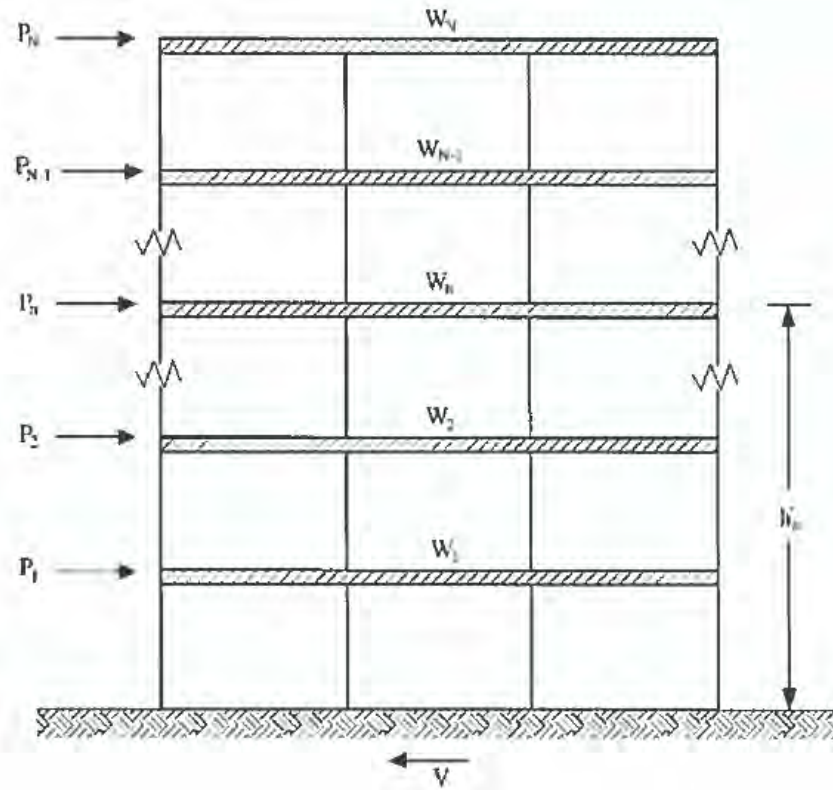


Figura 3.2 Fuerzas sísmicas de un edificio.

Las fuerzas de inercia se determinarán considerando que las aceleraciones de las masas de la estructura varían linealmente con la altura y que la fuerza cortante basal de la estructura es igual a la ordenada espectral máxima normalizada,  $a(T_a, \beta)$ , reducida por ductilidad, redundancia y sobrerresistencia y multiplicado por el peso total de la construcción, independientemente del periodo fundamental de la estructura. Para estructuras ubicada en suelos blandos (Tipo II y III) y que sean susceptibles a desarrollar comportamientos histeréticos con degradaciones de rigidez y/o resistencia, se amplificarán por este concepto conforme se establece en la ec. 3.3.

De acuerdo con lo anterior, cada una de las fuerzas de inercia se tomará igual al peso de la masa que corresponde multiplicando por un coeficiente proporcional a su altura sobre el desplante o nivel a partir del que las deformaciones laterales de la estructura pueden ser apreciables, es decir:

$$P_n = \alpha_f W_n h'_n \quad (3.7)$$

Donde

$W_n$  es el peso del nivel n, incluyendo cargas muertas y vivas.

$h'_n$  es la altura del nivel n sobre el desplante.

El coeficiente se tomará de acuerdo con la relación, 3.8, en donde el factor de amortiguamiento, se evalúa en el periodo  $T_a$ , es decir,  $\beta(T_a, \zeta_c)$ .

$$\frac{V_0}{W_T} = \frac{a(T_a, \beta)}{Q'(T_a, Q) R(T_a, R_0) \rho} \quad (3.8)$$

Donde

$V_0$  es la fuerza cortante basal

$W_T$  es el peso de la construcción, incluyendo cargas muertas y vivas

$T_a$  es el límite inferior de la meseta del espectro de diseño

De tal forma se tiene que:

$$\alpha_f = \frac{\sum_{n=1}^{N_c} W_n}{\sum_{n=1}^{N_c} W_n \cdot h'_n} \cdot \frac{a(T_a, \beta)}{Q'(T_a, Q) \cdot R(T_a, R_0) \rho} \quad (3.9)$$

Donde

$N_c$  es el número de masas concentradas, igual al número de niveles del edificio.

Sustituyendo la ec. 3.9 en 3.7, se obtiene la fuerza lateral que actúa en el centro de masa del nivel n es igual a:

$$P_n = W_n \cdot h'_n \frac{\sum_{n=1}^{N_c} W_n}{\sum_{n=1}^{N_c} W_n \cdot h'_n} \cdot \frac{a(T_a, \beta)}{Q'(T_a, Q) \cdot R(T_a, R_0) \rho} \quad (3.10)$$

Para estructuras ubicadas en terrenos Tipo II y III (suelos blandos) y que sean susceptibles a desarrollar comportamientos histeréticos con degradaciones de rigidez y/o resistencia, la ec. 3.10 se convierte en:

$$P_n = W_n \cdot h'_n \frac{\sum_{n=1}^{N_c} W_n}{\sum_{n=1}^{N_c} W_n \cdot h'_n} \cdot \frac{a(T_a, \beta) \cdot A_{cd}(T_a)}{Q'(T_a, Q) \cdot R(T_a, R_0) \rho} \quad (3.11)$$

### 3.3.5.2 Valuación de fuerzas sísmicas estimando $T_{c0}$ .

Podrán adoptarse fuerzas cortantes menores que las calculadas según el inciso 3.3.5.1, siempre que se tome en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de la estructura,  $T_{c0}$ . Este podrá obtenerse de manera aproximada a partir del cociente de Schwartz mediante la ecuación:

$$T_{c0} = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \cdot \left[ \frac{\sum_{n=1}^{N_c} W_n \cdot X_n^2}{\sum_{n=1}^{N_c} P_n \cdot X_n} \right]^{1/2} \quad (3.12)$$

Donde

$P_n$  es la fuerza lateral que actúa sobre la masa del nivel  $n$ .

$X_n$  es el desplazamiento del nivel  $n$  en la dirección de la fuerza.

$g$  es la aceleración de la gravedad.

Para el cálculo de fuerzas se procederá como en el inciso 3.3.5.1 con la relación  $V_0/W_T$  igual a  $\frac{a(T_{c0}, \beta)}{[Q'(T_{c0}, Q)R(T_{c0}, R_0)\rho]}$  (en donde el factor de amortiguamiento,  $\beta(T_{c0}, \zeta_c)$  se evalúa en  $T_{c0}$ ). Esto implica que las fuerzas sísmicas sean:

$$P_n = W_n \cdot h'_n \frac{\sum_{n=1}^{N_c} W_n}{\sum_{n=1}^{N_c} W_n \cdot h'_n} \cdot \frac{a(T_{c0}, \beta)}{Q'(T_{c0}, Q) \cdot R(T_{c0}, R_0) \rho} \quad (3.13)$$

O para estructuras ubicadas en terrenos Tipo II y III (suelos blandos) y que sean susceptibles a desarrollar comportamientos histeréticos con degradaciones de rigidez y/o resistencia.

$$P_n = W_n \cdot h'_n \frac{\sum_{n=1}^{N_c} W_n}{\sum_{n=1}^{N_c} W_n \cdot h'_n} \cdot \frac{a(T_{c0}, \beta) \cdot A_{cd}(T_{c0})}{Q'(T_{c0}, Q) \cdot R(T_{c0}, R_0) \rho} \quad (3.14)$$

### 3.3.5.3 Momentos torsinantes

El momento torsionante  $Mo_n^t$ , en el entrepiso  $n$ , se tomará igual a la fuerza cortante  $V_n$  en el entrepiso multiplicada por la excentricidad de diseño,  $e_n^+$  ó  $e_n^-$ , que resulte más desfavorable para cada sistema resistente de la estructura. Sin embargo, ningún elemento estructural tendrá una resistencia menor que la necesaria para resistir la fuerza cortante directa.

$$Mo_n^t = \begin{cases} V_n \cdot e_n^+, & e_n^+ = e_{dn} + 0.05b_n \\ V_n \cdot e_n^-, & e_n^- = 0.5e_n - 0.05b_n \end{cases} \quad (3.15)$$

Donde

$e_n$  es la excentricidad torsional calculada en el entrepiso  $n$ , igual a la distancia entre el centro de torsión y la línea de acción de la fuerza cortante correspondiente a dicho entrepiso.

$b_n$  es la máxima dimensión en planta del entrepiso  $n$  medida perpendicularmente a la dirección del movimiento del terreno.

$e_{dn}$  es la excentricidad torsional incrementada para tomar en cuenta los efectos dinámicos.

En el caso de revisión de estados límite de resistencia o revisión de deformaciones máximas empleando el nivel de colapso (3.3.7),  $e_{dn}$  será igual a:

$$e_{dn} = 1.5 e_n \quad (3.16)$$

Para la revisión de desplazamientos horizontales por limitación de daños a elementos no estructurales, considerando el nivel de servicio,  $e_{dn}$  tomará el siguiente valor:

$$e_{dn} = e_n + e_{an} \geq 1.5 e_n \quad (3.17)$$

Donde

$e_{an}$  será igual al menor de los dos siguientes valores:



$$e_{an} = 0.05(b_n + b'_n) \sqrt{\frac{20 \cdot e_n}{b_n}} \leq 0.05(b_n + b'_n) \quad (3.18)$$

$$e_{an} = \frac{1}{2e_n} \left[ L_{sn}^2 - e_n^2 - F_{kn}^2 + \sqrt{(L_{sn}^2 + e_n^2 - F_{kn}^2)^2 + 4e_n^2 F_{kn}^2} \right] \quad (3.19)$$

$$L_{sn}^2 = \frac{(b_n^2 + b_n'^2)}{12} \quad (3.20)$$

y

$b'_n$  es la dimensión en planta de la estructura en la dirección del sismo.

$F_{kn}^2$  es la relación entre rigideces de torsión y lateral de la planta.

La excentricidad adicional  $e_{an}$  puede desprenderse cuando  $F_{kn}^2 > 5L_{sn}^2 + e_n^2$ .

El signo positivo o negativo de la excentricidad que aparece en la ec. 3.15 no se refiere a que la línea de acción de la fuerza cortante se encuentre del lado positivo o negativo del centro de torsión; indica que la excentricidad se incrementará  $0.05b_n$ . Además, la excentricidad de diseño en cada entrepiso no podrá tomarse menor que la mitad de la máxima excentricidad torsional calculada para los entrepisos que se encuentran abajo del entrepiso de referencia, y el momento torsionante de ese entrepiso tampoco podrá ser menor que la mitad del máximo momento torsionante calculado para los entrepisos que están por encima de disco entrepiso.

En estructuras en que el factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , sea mayor o igual a 3.0, la excentricidad torsional en ningún entrepiso deberá exceder de  $0.2b_n$ . Para estas estructuras se tomará en cuenta que el efecto de la torsión puede incrementarse cuando alguno de sus elementos resistentes que contribuyan significativamente a la rigidez total del entrepiso incurriere en el intervalo no lineal o falle. A fin de disminuir este efecto, las resistencias de los elementos que toman la fuerza cortante de entrepiso deben ser sensiblemente proporcionales a sus rigideces. Estos elementos deben ser de la misma índole. Por ejemplo, si en un lado la rigidez y resistencia son suministradas predominantemente por columnas, o si de un lado por muros de concreto, en el opuesto también por muros de concreto.

#### 3.3.5.4 Momentos de volteo

El momento de volteo en el nivel  $n$ ,  $Mo_n^v$ , obtenido como la integral del diagrama de cortantes de entrepiso  $V_n$ , para cada sistema resistente de la estructura podrá calcularse de acuerdo con la ec.:

$$Mo_n^v = \left(0.8 + 0.2 \frac{h'_n}{H}\right) \sum_{k=n+1}^{N_c} V_k (h'_k - h'_{k-1}) \quad (3.21)$$

Donde

H es la altura de la estructura

El momento de volteo reducido no podrá ser menor que el producto de la fuerza cortante en el nivel  $n$  multiplicada por su distancia al centro de gravedad de la parte de la estructura que se encuentra por encima del nivel  $n$ .

**iii. TABLAS DE DISEÑO.**

$F_y = 46$  ksi  
 $F_u = 58$  ksi

**Table 5-4 (continued)**  
**Available Strength in**  
**Axial Tension**  
**Rectangular HSS**



HSS6-HSS5

Shape	Gross Area, $A_g$ in. <sup>2</sup>	$A_e =$ $0.75A_g$ in. <sup>2</sup>	Yielding kips		Rupture kips		
			$P_n/\Omega_t$	$\phi_t P_n$	$P_n/\Omega_t$	$\phi_t P_n$	
			ASD	LRFD	ASD	LRFD	
HSS6×4×1/2	7.88	5.91	217	326	171	257	
	×3/8	6.18	4.63	170	256	134	201
	×5/16	5.26	3.94	145	218	114	171
	×1/4	4.30	3.22	118	178	93.4	140
	×3/16	3.28	2.46	90.3	136	71.3	107
	×1/8	2.23	1.67	61.4	92.3	48.4	72.6
HSS6×3×1/2	6.95	5.21	191	286	151	227	
	×3/8	5.48	4.11	151	227	119	179
	×5/16	4.68	3.51	129	194	102	153
	×1/4	3.84	2.88	106	159	83.5	125
	×3/16	2.93	2.20	80.7	121	63.8	95.7
	×1/8	2.00	1.50	55.1	82.8	43.5	65.3
HSS6×2×3/8	4.78	3.58	132	196	104	156	
	×5/16	4.10	3.08	113	170	89.3	134
	×1/4	3.37	2.53	92.8	140	73.4	110
	×3/16	2.58	1.94	71.1	107	56.3	84.4
	×1/8	1.77	1.33	48.8	73.3	38.6	57.9
	HSS5×4×1/2	6.95	5.21	191	286	151	227
×3/8		5.48	4.11	151	227	119	179
×5/16		4.68	3.51	129	194	102	153
×1/4		3.84	2.88	106	159	83.5	125
×3/16		2.93	2.20	80.7	121	63.8	95.7
×1/8		2.00	1.50	55.1	82.8	43.5	65.3
HSS5×3×1/2	6.02	4.51	166	249	131	196	
	×3/8	4.78	3.58	132	196	104	156
	×5/16	4.10	3.08	113	170	89.3	134
	×1/4	3.37	2.53	92.8	140	73.4	110
	×3/16	2.58	1.94	71.1	107	56.3	84.4
	×1/8	1.77	1.33	48.8	73.3	38.6	57.9
HSS5×2 1/2×1/4	3.14	2.36	86.5	130	68.4	103	
	×3/16	2.41	1.81	66.4	99.8	52.5	78.7
	×1/8	1.65	1.24	45.4	68.3	36.0	53.9
<b>Limit State</b>	<b>ASD</b>	<b>LRFD</b>	Note: Tensile rupture on the effective net area will control over tensile yielding on the gross area unless the tension member is selected so that an end connection can be configured with $A_e \geq 0.95A_g$ .				
<b>Yielding</b>	$\Omega_t = 1.67$	$\phi_t = 0.90$					
<b>Rupture</b>	$\Omega_t = 2.00$	$\phi_t = 0.75$					

$F_y = 50$  ksi

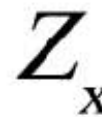
**Table 6-1 (continued)**  
**Combined Axial**  
**and Bending**  
**W Shapes**



Shape		W12x											
		53				50				45			
Design		$p \times 10^3$		$b_x \times 10^3$		$p \times 10^3$		$b_x \times 10^3$		$p \times 10^3$		$b_x \times 10^3$	
		(kips) <sup>-1</sup>		(kip-ft) <sup>-1</sup>		(kips) <sup>-1</sup>		(kip-ft) <sup>-1</sup>		(kips) <sup>-1</sup>		(kip-ft) <sup>-1</sup>	
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
Effective length $KL$ (ft) with respect to least radius of gyration $r_y$ or Unbraced Length $L_b$ (ft) for X-X axis bending	0	2.15	1.43	4.57	3.04	2.29	1.52	4.96	3.30	2.55	1.69	5.55	3.69
	6	2.28	1.52	4.57	3.04	2.53	1.68	4.96	3.30	2.81	1.87	5.55	3.69
	7	2.33	1.55	4.57	3.04	2.62	1.74	4.96	3.30	2.92	1.94	5.56	3.70
	8	2.39	1.59	4.57	3.04	2.73	1.81	5.08	3.38	3.04	2.02	5.70	3.79
	9	2.46	1.64	4.59	3.06	2.86	1.90	5.19	3.46	3.19	2.12	5.84	3.89
	10	2.55	1.69	4.68	3.12	3.01	2.00	5.32	3.54	3.36	2.23	6.00	3.99
	11	2.64	1.76	4.77	3.18	3.19	2.12	5.45	3.62	3.56	2.37	6.15	4.09
	12	2.75	1.83	4.87	3.24	3.40	2.26	5.58	3.71	3.79	2.52	6.32	4.21
	13	2.87	1.91	4.97	3.31	3.64	2.42	5.73	3.81	4.06	2.70	6.50	4.32
	14	3.00	2.00	5.07	3.37	3.92	2.61	5.88	3.91	4.38	2.91	6.69	4.45
	15	3.15	2.10	5.18	3.45	4.24	2.82	6.03	4.01	4.75	3.16	6.88	4.58
	16	3.33	2.21	5.29	3.52	4.62	3.07	6.20	4.13	5.17	3.44	7.09	4.72
	17	3.52	2.34	5.41	3.60	5.05	3.36	6.38	4.24	5.67	3.77	7.32	4.87
	18	3.74	2.49	5.53	3.68	5.56	3.70	6.56	4.37	6.24	4.15	7.55	5.03
	19	3.98	2.65	5.66	3.77	6.17	4.10	6.76	4.50	6.93	4.61	7.81	5.20
	20	4.26	2.83	5.80	3.86	6.84	4.55	6.97	4.64	7.68	5.11	8.08	5.38
	22	4.91	3.27	6.09	4.05	8.27	5.50	7.44	4.95	9.29	6.18	8.68	5.78
	24	5.76	3.83	6.41	4.26	9.84	6.55	7.99	5.32	11.1	7.36	9.65	6.42
	26	6.76	4.50	6.76	4.50	11.6	7.69	8.82	5.87	13.0	8.64	10.7	7.11
	28	7.84	5.22	7.16	4.76	13.4	8.91	9.65	6.42	15.1	10.0	11.7	7.80
30	9.01	5.99	7.80	5.19	15.4	10.2	10.5	6.97	17.3	11.5	12.7	8.48	
32	10.2	6.82	8.47	5.64	17.5	11.6	11.3	7.52	19.7	13.1	13.8	9.16	
34	11.6	7.70	9.14	6.08									
36	13.0	8.63	9.80	6.52									
38	14.4	9.61	10.5	6.96									
40	16.0	10.7	11.1	7.40									
<b>Other Constants and Properties</b>													
$b_f \times 10^3$ (kip-ft) <sup>-1</sup>	12.2		8.15		16.7		11.1		18.8		12.5		
$t_f \times 10^3$ (kips) <sup>-1</sup>	2.14		1.43		2.28		1.52		2.54		1.69		
$t_f \times 10^3$ (kips) <sup>-1</sup>	2.64		1.76		2.81		1.87		3.13		2.08		
$r_x/r_y$	2.11				2.64				2.64				
Note: Heavy line indicates $Kl/r$ equal to or greater than 200.													

$F_y = 50$  ksi

**Table 3-2 (continued)**  
**W Shapes**  
**Selection by  $Z_x$**


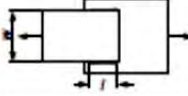

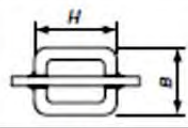
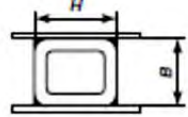


Shape	$Z_x$ in. <sup>3</sup>	$M_{xx}/\Omega_b$		$\phi_b M_{px}$		$M_{rx}/\Omega_b$		$\phi_b M_{rx}$		BF		$L_p$ ft	$L_r$ ft	$I_x$ in. <sup>4</sup>	$V_{nx}/\Omega_v$		$\phi_v V_{nx}$	
		kip-ft	kip-ft	kip-ft	kip-ft	kip-ft	kip-ft	kips	kips	kips	kips							
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD							
<b>W12×16</b>	<b>20.1</b>	<b>50.1</b>	<b>75.4</b>	<b>29.9</b>	<b>44.9</b>	<b>3.62</b>	<b>5.75</b>	<b>2.73</b>	<b>8.03</b>	<b>103</b>	<b>52.8</b>	<b>79.1</b>						
W10×17	18.7	46.7	70.1	28.3	42.5	2.99	4.49	2.98	9.13	81.9	48.5	72.8						
<b>W12×14<sup>v</sup></b>	<b>17.4</b>	<b>43.4</b>	<b>65.2</b>	<b>26.0</b>	<b>39.1</b>	<b>3.42</b>	<b>5.15</b>	<b>2.66</b>	<b>7.74</b>	<b>88.6</b>	<b>42.8</b>	<b>64.3</b>						
W8×16	17.0	42.4	63.0	26.5	39.9	1.74	2.61	4.34	13.50	61.9	37.4	56.2						
W10×15	16.0	39.9	60.0	24.1	36.2	2.75	4.14	2.86	8.61	68.9	46.0	69.0						
W8×15	13.6	33.9	51.0	20.6	31.0	1.62	2.88	3.09	10.00	48.0	39.7	59.6						
<b>W10×12<sup>f</sup></b>	<b>12.6</b>	<b>31.2</b>	<b>46.9</b>	<b>19.0</b>	<b>28.6</b>	<b>2.35</b>	<b>3.53</b>	<b>2.87</b>	<b>8.05</b>	<b>53.8</b>	<b>37.5</b>	<b>56.3</b>						
W8×13	11.4	28.4	42.8	17.3	26.0	1.76	2.65	2.98	9.30	39.6	36.8	55.1						
<b>W8×10<sup>f</sup></b>	<b>8.9</b>	<b>21.9</b>	<b>32.9</b>	<b>13.6</b>	<b>20.5</b>	<b>1.52</b>	<b>2.28</b>	<b>3.14</b>	<b>8.56</b>	<b>30.8</b>	<b>26.8</b>	<b>40.2</b>						

**ASD**    **LRFD**  
 $\Omega_b = 1.67$      $\phi_b = 0.90$   
 $\Omega_v = 1.50$      $\phi_v = 1.00$

<sup>f</sup> Shape exceeds compact limit for flexure with  $F_y = 50$  ksi.  
<sup>v</sup> Shape does not meet the  $h/t_w$  limit for shear in Specification Section G2.1a with  $F_y = 50$  ksi,  
 $\Omega_v = 1.67$ ,  $\phi_v = 0.90$ .

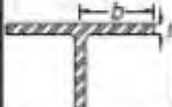
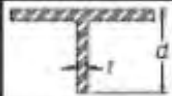
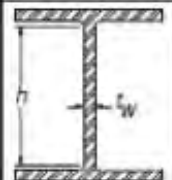
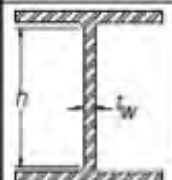
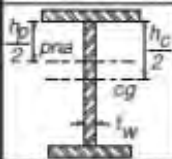
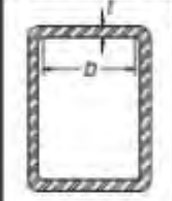
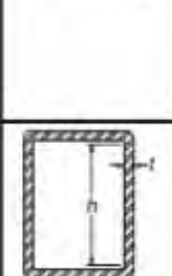
**TABLE D3.1**  
**Shear Lag Factors for Connections**  
**to Tension Members**

Case	Description of Element	Shear Lag Factor, $U$	Example	
1	All tension members where the tension load is transmitted directly to each of cross-sectional elements by fasteners or welds. (except as in Cases 3, 4, 5 and 6)	$U = 1.0$	—	
2	All tension members, except plates and HSS, where the tension load is transmitted to some but not all of the cross-sectional elements by fasteners or longitudinal welds (Alternatively, for W, M, S and HP, Case 7 may be used.)	$U = 1 - \bar{x}/l$		
3	All tension members where the tension load is transmitted by transverse welds to some but not all of the cross-sectional elements.	$U = 1.0$ and $A_n = \text{area of the directly connected elements}$	—	
4	Plates where the tension load is transmitted by longitudinal welds only.	$l \geq 2w \dots U = 1.0$ $2w > l \geq 1.5w \dots U = 0.87$ $1.5w > l \geq w \dots U = 0.75$		
5	Round HSS with a single concentric gusset plate	$l \geq 1.3D \dots U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = D/\pi$		
6	Rectangular HSS	with a single concentric gusset plate	$l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B + H)}$	
		with two side gusset plates	$l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B + H)}$	
7	W, M, S or HP Shapes or Tees cut from these shapes. (If $U$ is calculated per Case 2, the larger value is permitted to be used)	with flange connected with 3 or more fasteners per line in direction of loading	$b_f \geq 2/3d \dots U = 0.90$ $b_f < 2/3d \dots U = 0.85$	—
		with web connected with 4 or more fasteners in the direction of loading	$U = 0.70$	—
8	Single angles (If $U$ is calculated per Case 2, the larger value is permitted to be used)	with 4 or more fasteners per line in direction of loading	$U = 0.80$	—
		with 2 or 3 fasteners per line in the direction of loading	$U = 0.60$	—

$l$  – length of connection, in. (mm);  $w$  – plate width, in. (mm);  $\bar{x}$  – connection eccentricity, in. (mm);  $B$  – overall width of rectangular HSS member, measured 90 degrees to the plane of the connection, in. (mm);  $H$  – overall height of rectangular HSS member, measured in the plane of the connection, in. (mm)

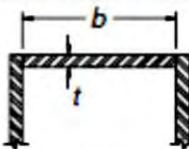
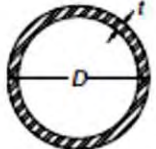


**TABLE B4.1 (cont.)**  
**Limiting Width-Thickness Ratios for**  
**Compression Elements**

Case	Description of Element	Width Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios		Example	
			$\lambda_p$ (compact)	$\lambda_r$ (noncompact)		
7	Flexure in flanges of tees	$b/t$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$1.0\sqrt{E/F_y}$		
8	Uniform compression in stems of tees	$d/t$	NA	$0.75\sqrt{E/F_y}$		
Stiffened Elements	9	Flexure in webs of doubly symmetric I-shaped sections and channels	$h/t_w$	$3.76\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	
	10	Uniform compression in webs of doubly symmetric I-shaped sections	$h/t_w$	NA	$1.49\sqrt{E/F_y}$	
	11	Flexure in webs of singly-symmetric I-shaped sections	$h_c/t_w$	$\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \lambda_r$ $\left(0.54 \frac{M_x}{M_y} - 0.09\right)^2 \leq \lambda_r$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	
	12	Uniform compression in flanges of rectangular box and hollow structural sections of uniform thickness subject to bending or compression; flange cover plates and diaphragm plates between lines of fasteners or welds	$b/t$	$1.12\sqrt{E/F_y}$	$1.40\sqrt{E/F_y}$	
	13	Flexure in webs of rectangular HSS	$h/t$	$2.42\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	



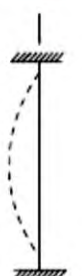
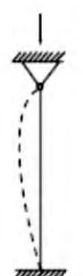
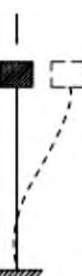
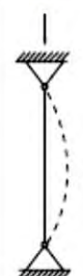


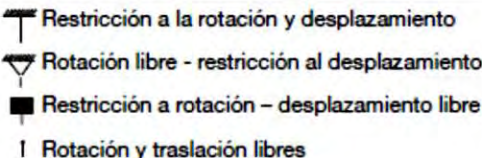




**TABLE B4.1 (cont.)**  
**Limiting Width-Thickness Ratios for**  
**Compression Elements**

Case	Description of Element	Width Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios		Example
			$\lambda_p$ (compact)	$\lambda_r$ (noncompact)	
14	Uniform compression in all other stiffened elements	$b/t$	NA	$1.49\sqrt{E/F_y}$	
15	Circular hollow sections				
	In uniform compression	$D/t$	NA	$0.11E/F_y$	
	In flexure	$D/t$	$0.07E/F_y$	$0.31E/F_y$	

<sup>(a)</sup>  $k_c = \frac{4}{\sqrt{b/t}}$ , but shall not be taken less than 0.35 nor greater than 0.76 for calculation purposes. (See Cases 2 and 4)

<sup>(b)</sup>  $F_L = 0.7F_y$  for minor-axis bending, major axis bending of slender-web built-up I-shaped members, and major axis bending of compact and noncompact web built-up I-shaped members with  $S_{xt}/S_{xc} \geq 0.7$ ;  $F_L = F_y S_{xt}/S_{xc} \geq 0.5F_y$  for major-axis bending of compact and noncompact web built-up I-shaped members with  $S_{xt}/S_{xc} < 0.7$ . (See Case 2)

**TABLA C-C2.2**  
**Valores Aproximados del Factor de Largo Efectivo, K**

La geometría deformada se muestra en línea discontinua	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
						
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor recomendado para condiciones aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Vínculo en el extremo	 <ul style="list-style-type: none"> <li> Restricción a la rotación y desplazamiento</li> <li> Rotación libre - restricción al desplazamiento</li> <li> Restricción a rotación - desplazamiento libre</li> <li> Rotación y traslación libres</li> </ul>					

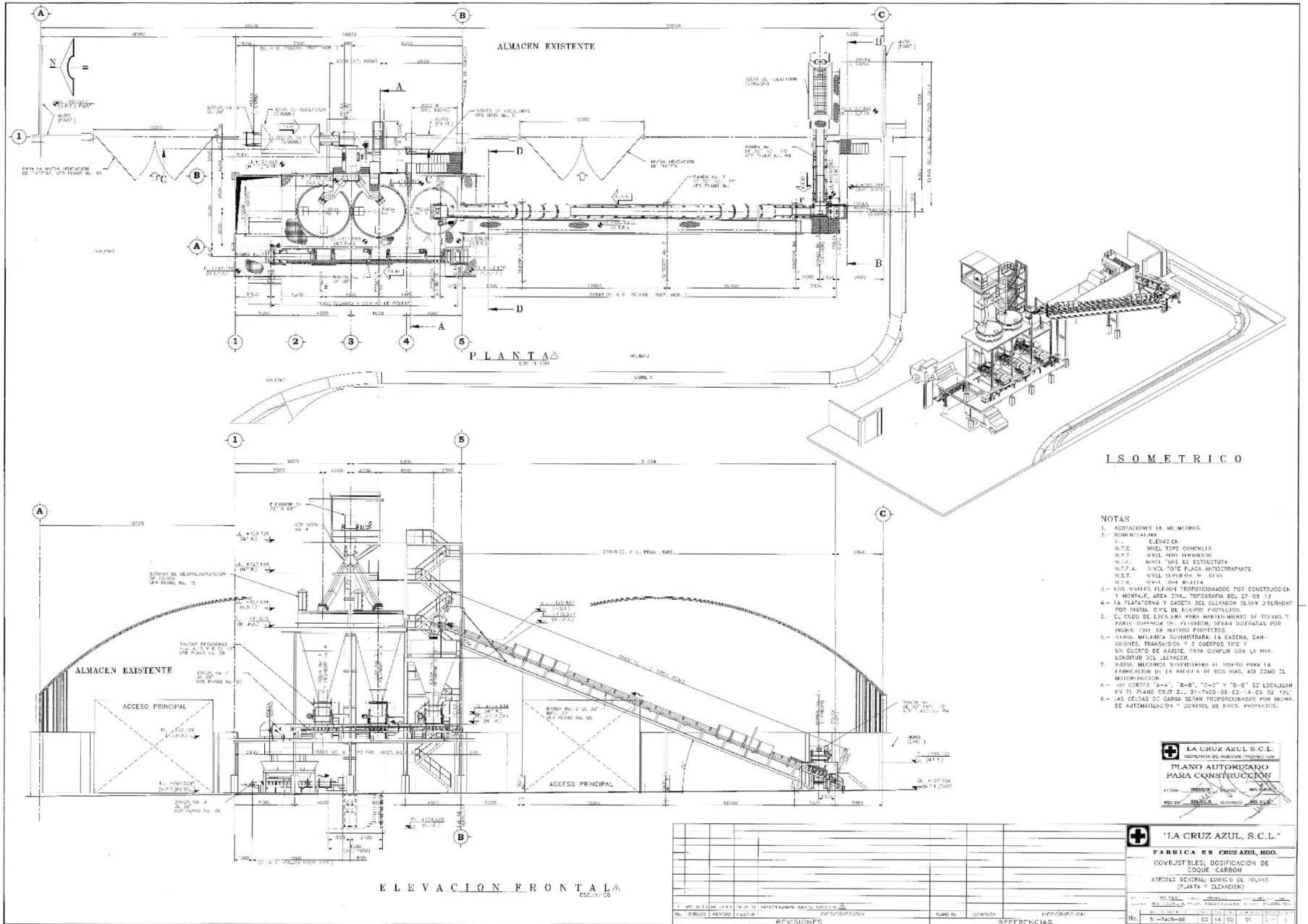
**Tabla 6.1.** Dimensiones mínimas preestablecidas de placas de conexión de traveses (construcción tipo 1 corte y flexión).

Dimensiones de la trabe	Placa A		Placa B		Placa C			Notas
	Ancho	Longitud	Ancho	Longitud	Ancho	Longitud	Longitud	
$d \times b$	$A_A$	$L_A$	$A_B$	$L_B$	$A_C$	$L_C$ soldadura	$L_C$ tornillos	
203 × 134	120	150	146	150	76	172	122	Los perfiles estructurales con peraltes menores de 203 mm no deben usarse como traveses; por eso no aparecen las dimensiones de placas para dichos perfiles.
229 × 102	90	150	116	150	76	196	122	
229 × 152	140	150	165	150	76	196	122	
254 × 102	90	150	116	150	76	216	182	
254 × 146	134	150	160	150	76	216	182	
254 × 152	140	150	165	150	76	216	182	
305 × 102	90	200	116	200	76	242	242	
305 × 152	140	200	165	200	76	242	242	
305 × 203	180	200	230	200	76	242	242	
358 × 152	140	200	165	200	76	286	242	
358 × 203	180	200	230	200	76	286	242	
358 × 254	230	200	280	200	76	286	242	
406 × 203	180	300	230	300	102	342	302	
406 × 305	260	300	350	300	102	342	302	
457 × 203	180	300	230	300	102	390	362	
457 × 304	260	300	350	300	102	390	362	
533 × 203	180	300	230	300	102	482	482	
533 × 305	260	300	350	300	102	482	482	
610 × 203	180	400	230	400	102	560	542	
610 × 305	260	400	350	400	102	560	542	
686 × 203	180	400	230	400	102	640	602	
686 × 305	260	400	350	400	102	640	602	
762 × 305	260	500	350	500	102	700	662	
762 × 406	360	500	450	500	102	700	662	
838 × 305	260	600	350	600	102	760	772	
838 × 406	360	600	450	600	102	770	772	
1067 × 406	360	700	450	700	152	980	962	

**Tabla 6.3.** Dimensiones mínimas para atornillar PL base con llave española.

Diámetro $\phi$ pulgada	Sin cartabones		Con cartabones		Distancia		Recubrimiento ancla	
					Canto laminado	Canto recortado	Sin camisa	Con camisa
	A	B	A	B	C	D	E	E
1/2"	--	45	35	70	23	22	50	125
5/8"	--	54	39	78	29	29	50	125
3/4"	--	67	42	84	32	32	75	125
7/8"	--	77	48	96	42	38	75	125
1"	--	83	54	108	48	44	75	125
1 1/8"	--	86	58	116	48	51	75	150
1 1/4"	--	99	64	128	51	57	75	150
1 3/8"	--	112	70	140	58	62	75	150
1 1/2"	--	124	74	148	64	67	75	150
1 3/4"	--	145	85	170	80	78	100	175
2"	--	165	97	194	92	89	100	175
2 1/4"	--	186	109	218	103	101	100	200
2 1/2"	--	207	121	242	115	112	100	200
3"	--	248	145	290	138	134	100	200

iv. **PLANOS DE PROYECTO** (*Solo informativos e ilustrativos, los planos presentan los miembros definitivos*).



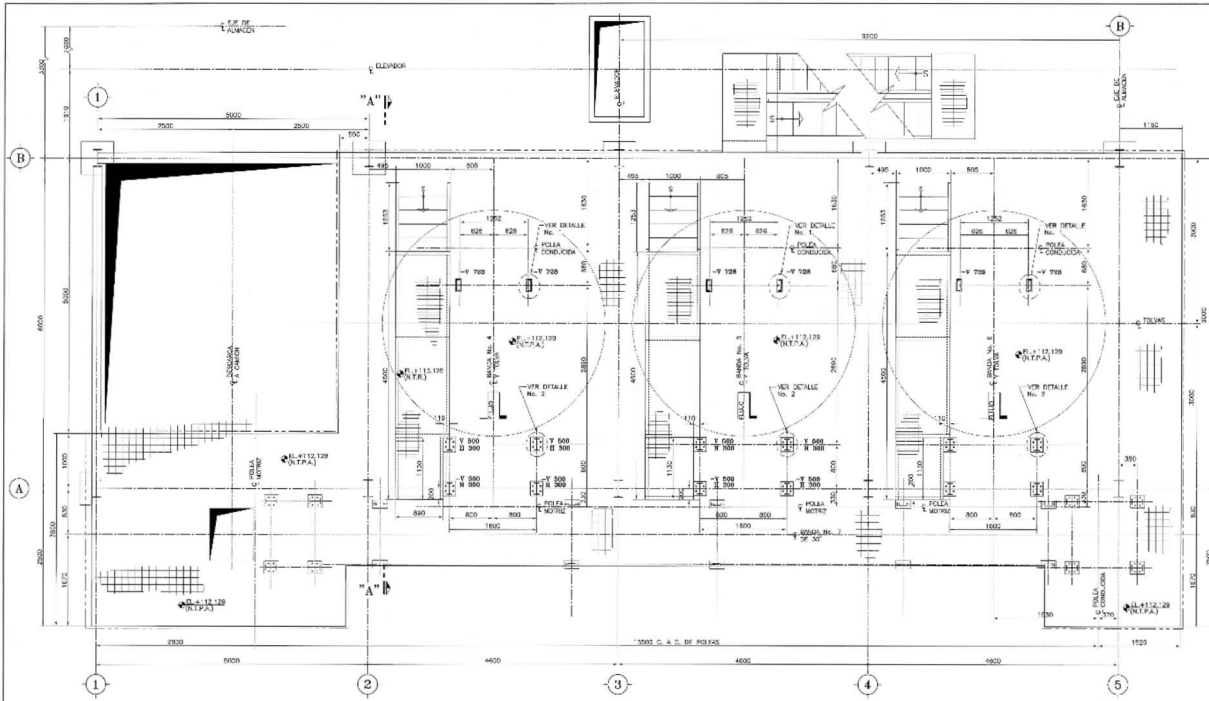
**NOTAS**

1. ADICIONALES EN EL METRICO.
2. NOMENCLATURA ELEVACION.
- N.T.C. NIVEL TIPO COMPLETO
- N.P.T. NIVEL PISO HERRABADO
- N.L.P. NIVEL PISO DE ELECTRICIDAD
- N.T.P.A. NIVEL TOTE PLACA ANTIDERRAMANTE
- N.S.T. NIVEL SUPERFICIE DE SUELO
- N.T.E. NIVEL OMBRELLA
3. LOS NIVELES PLEROS PROVISIONADOS POR CONSTRUCCION Y MONTEAJE, AREA CIVIL, TOPOGRAFIA DEL 27-03-12.
4. LA PLATAFORMA Y CASERA DEL ELEVADOR SON DISEÑADAS POR INGENIERIA CIVIL DE TOLUCA, P.D.F. 10/03/12.
5. EL CERO DE ELEVACION PARA MONITOREO DE TOLVAS Y PUNOS DE MUESTRA EN EL VAVOR, SERAN DISEÑADAS POR INGENIERIA CIVIL DE TOLUCA, P.D.F. 10/03/12.
6. MANTA, MALARCA DERECHIZADA, LA CADENA, CANGILES, TRANSMISION, Y E SUELOS TIPO Y UN CUCHO DE AJUSTE, PARA CUMPLIR CON LA NVA, LONGITUD DEL ELEVADOR.
7. MANTA, MALARCA DERECHIZADA, EL TIPO PARA LA FABRICACION DE LA VAVIA A DE DOS VIAS, ASI COMO EL MONTAJE-MONTEAJE.
8. VER DISEÑOS "A-A", "B-B", "C-C" Y "D-D" SE LOCALIZAN EN EL PLANO GRUP. E.L. 91-7405-05-C2-14-05-02-1002.
9. LAS CELDAS DE CARGO SERAN PROVISIONADAS POR INGENIERIA DE AUTOMATIZACION Y CONTROL DE RVCS, PROYECTOS.

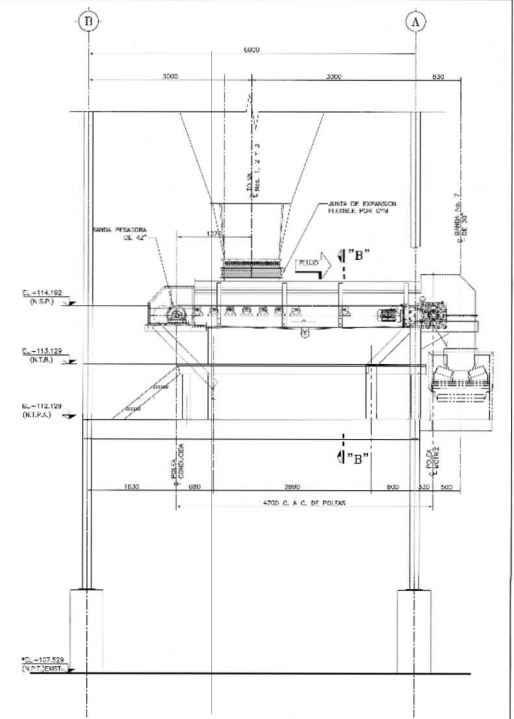
**LA CRUZ AZUL S.C.L.**  
 INGENIERIA DE PROYECTO Y MONITOREO  
**PLANO AUTORIZADO PARA CONSTRUCCION**  
 110000 110000 110000 110000  
 PERIODO DE VALIDEZ AUTORIZADO 02 AÑOS

**LA CRUZ AZUL S.C.L.**  
**FABRICA EN CRUZ AZUL, MDO.**  
 COMBUSTIBLES; DOSIFICACION DE COQUE CARBON  
 ATRIEBLO CENTRAL EDIFICIO DE TOLVAS (PLANTA Y ELEVACION)  
 No. 9-7405-05-C2-14-05-02-1002

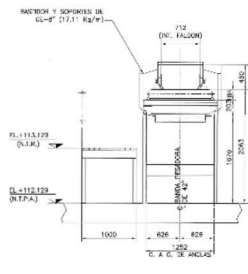
No.	REVISIONES	COMENTARIOS	FECHA	PROYECTANTE	VERIFICACION	REFERENCIAS



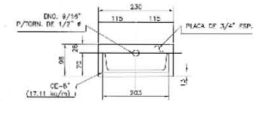
PLATAFORMA NIV. + 112.129 (T.P.A.)



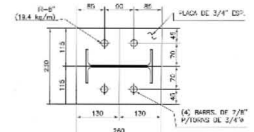
CORTE "A - A"



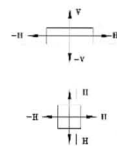
CORTE "B - B"



DETALLE No. 1  
LOC. 13



DETALLE No. 2  
LOC. 15



NOTAS:

- 1- LLEVARSE EN METROS
- 2- TONELAJE/TON.
- EL. ELEVACION
- N.E.P.A. VUEL TOPOG. DE PLAZA ANTICENTROFINANC
- N.E.T. VUEL TOPOG. GENERADO
- N.E.P. VUEL SUPLENOR DE PLAZA
- 3- TRAMITE FOR FORO COLABORANTE CON PL. PLANOS DEPT. AZUL No. 01-7405-05-02-14-05-01
- 4- TODAS LAS PLACAS SON COMO EL ACERO ESTRUCTURAL STRAHL EN ACERO AL CARBON A114 A10
- 5- BORNES ALAMBRIC Y TORNILLERIA
- 6- TODA LA TORNILLERIA SALIENTE, SERA REPROTEGIDA POR COMPLECCION Y MONTAJE INCLUIE TUBOS, CORONA TUBOS, NO INCLUDE PLANOS Y 7/8 PINTON
- 7- GARDIAS PATA CARAS PRY NO INCLUIE METRIS.

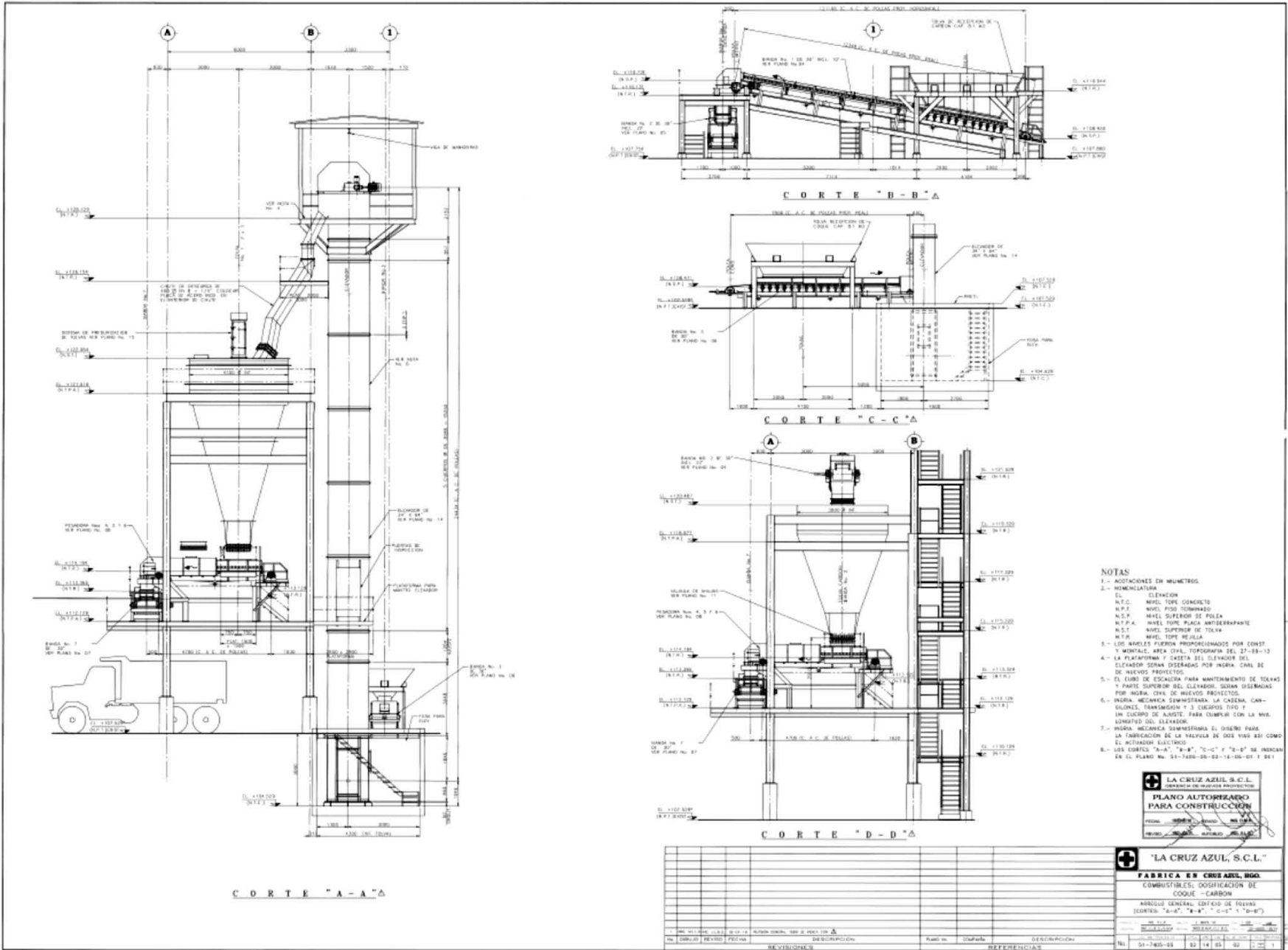
**LA CRUZ AZUL S.C.L.**  
CONSTRUCCION DE ALICATOS ESTRUCTURADOS  
**PLANO AUTORIZADO PARA CONSTRUCCION**  
 FECHA: 20/05/05 REV. 01  
 ELABORADO POR: INGENIERO CIVIL

**"LA CRUZ AZUL S.C.L."**  
CONSTRUCCION DE ALICATOS ESTRUCTURADOS  
**FABRICA EN CRUZ AZUL, IGO,**  
 COMBUSTIBLES; DOSIFICACION DE COQUE-CARBON  
 BANDA PESADORA NO. 4, 5 Y 6 DE 42" DE ANCHO (CARBONES Y PLANTA FARMACIA 2)  
 PROYECTO DE A.C.T. 30-A-ANGL-M-L-0-00-13X-47M-IM  
 REV. Y REGULACIONES: INGENIEROS CIVILES 22/05/05  
 PROYECTO NO. 000 1115571-01-03-02-03-05-06-07-08  
 No. 51-7405-05 03 14 51 08 13 0

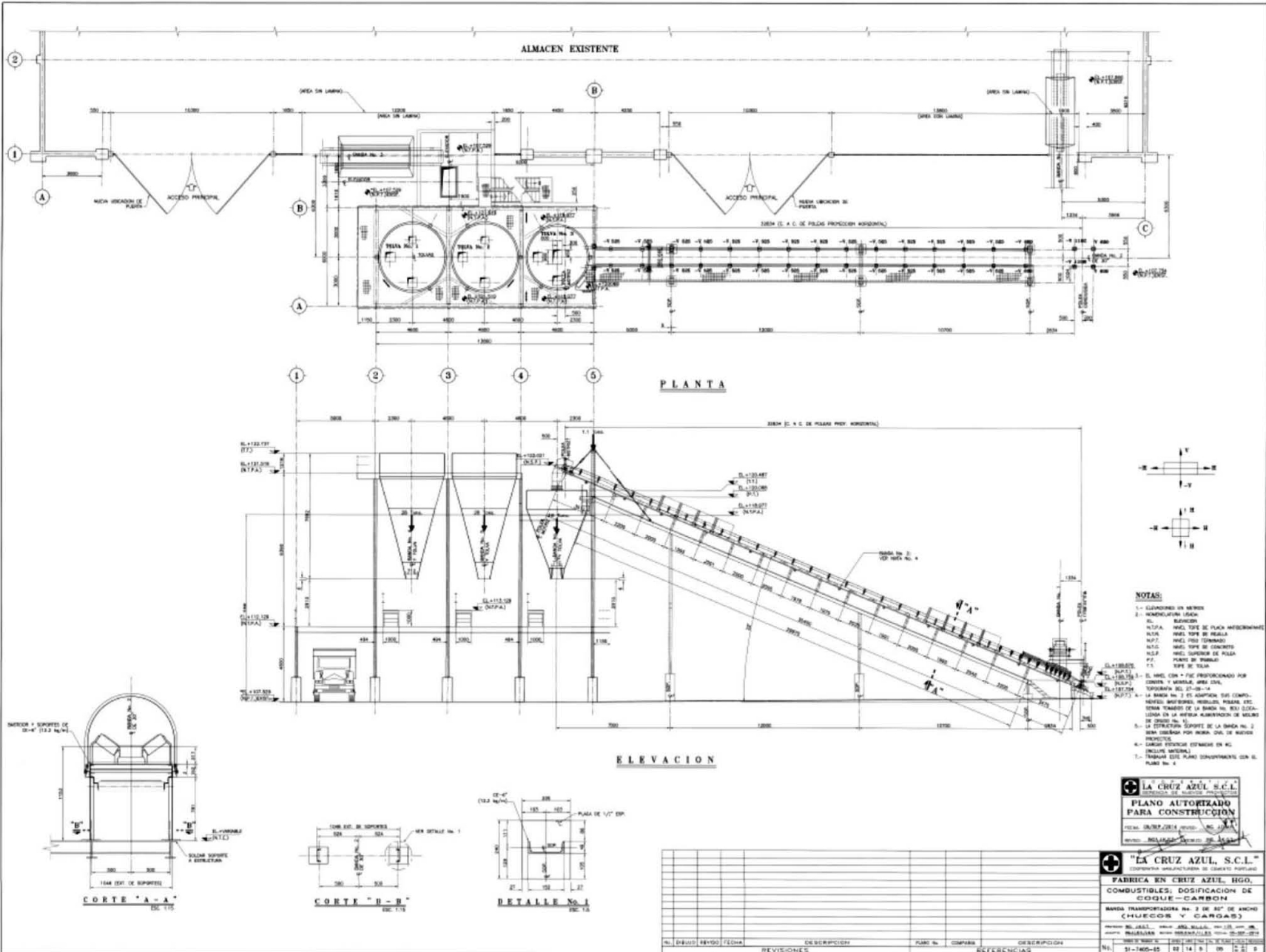
NO. ENCARGO	FECHA	DESCRIPCION REVISIONES	TRAC. No.	COMPASIA	EFECTOR/PROYECT	REFERENCIAS











**NOTAS:**

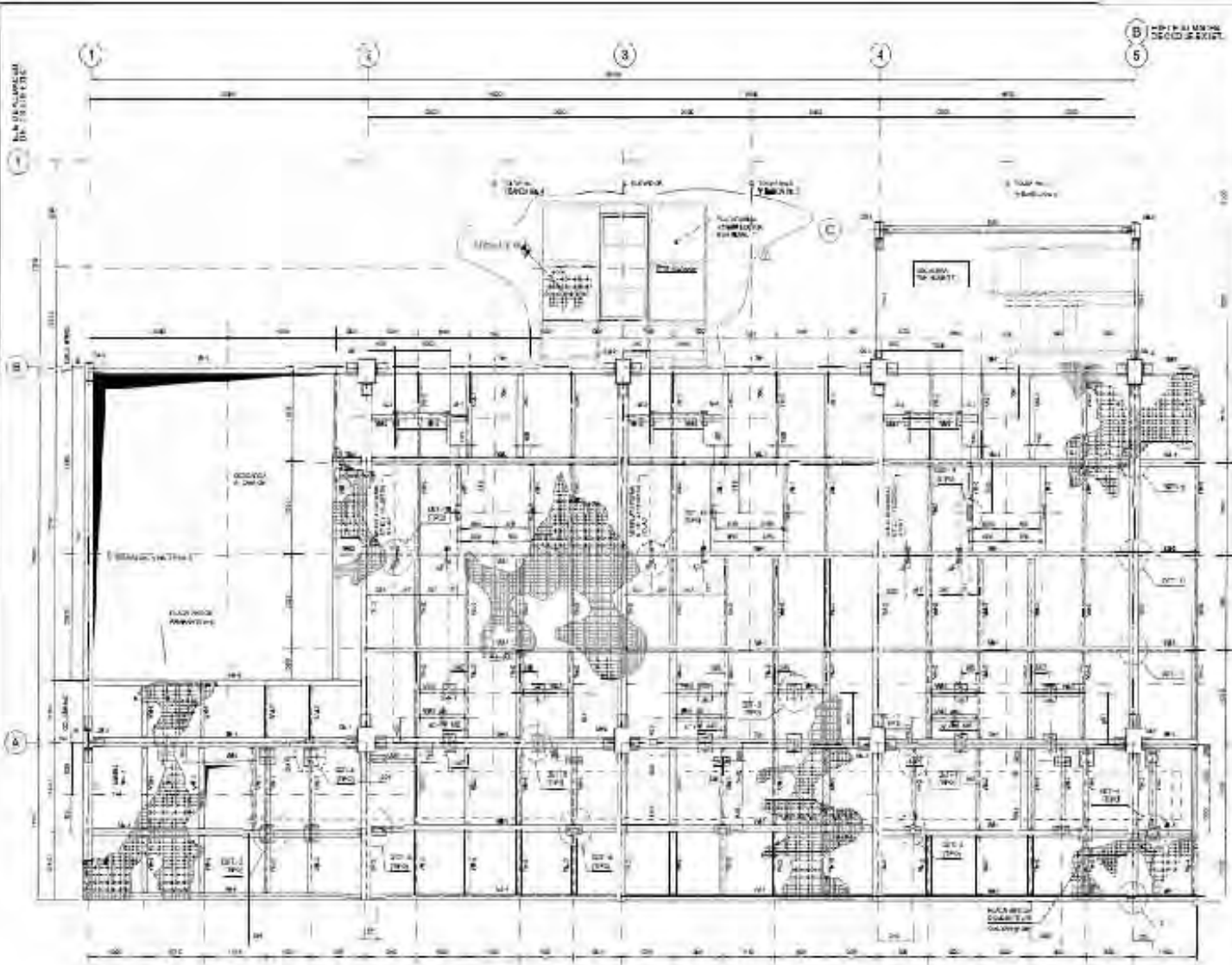
- 1.- ELEVACIONES EN METROS
- 2.- NOMENCLATURA LEYENDA
- AL - ALICATORIO
- ALTA.P.A. - PANEL TIPO DE PLACA ANTIBOMBAMIENTOS
- ALVA - PANEL TIPO DE PIEDRA
- AL.P.F. - PANEL PISO FORMADO
- AL.C. - PANEL TIPO DE CONCRETO
- AL.S.P. - PANEL SUPERIOR DE PLESA
- P.F. - PAVIMENTO DE TERRENO
- T.S. - TAPA DE TUBO
- 3.- EL H.M.E. CON + FUE PREDEFINIDO POR CONVENIO Y MODIFICADO POR LA TORRENTINA DEL 27-08-14
- 4.- LA BANCA NO. 1 DE LA CUBIERTA QUE COMPRENDE LOS SOPORTES, RODILLOS, FISAS, ETC. SERA TENDIDA EN LA BANCA NO. 2 EN DIRECCION EN LA MISMA ALINEACION DE LOS CILINDROS DE LA BANCA NO. 1
- 5.- LA DISTRIBUCION DE SOPORTES DE LA BANCA NO. 2 SERA DISEÑADA POR NUESTRA DIV. DE MAQUINARIA PRODUCTIVA
- 6.- CARGAS DISEÑADAS CONFORME EN AL. (INCLUIR VENTOS)
- 7.- TRAZAR LOS PLANOS CORRESPONDIENTES CON EL PLANO NO. 4

**LA CRUZ AZUL S.C.L.**  
 COMPAÑIA MANUFACTURERA DE CARBÓN PORTADO  
**PLANO AUTORIZADO PARA CONSTRUCCION**  
 NÚM. 08/07-2014 (PROY. 08-2014)  
 REVISO: 08/07/2014 (PROY. 08-2014)

**"LA CRUZ AZUL S.C.L."**  
 COMPAÑIA MANUFACTURERA DE CARBÓN PORTADO  
**FABRICA EN CRUZ AZUL, HGO.**  
**COMBUSTIBLES, DOSIFICACION DE COQUE-CARBÓN**  
**BANCA TRANSPORTADORA NO. 1 DE SOPORTE DE CARGA (CHUECOS Y CARGAS)**

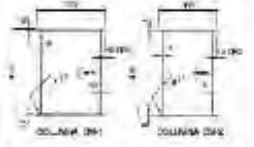
NO. DISEÑO	FECHA	DESCRIPCION	PLANO NO.	COMPANIA	DESCRIPCION	REFERENCIAS





- NOTAS DE ESTUDIO DE LA VENTANA**
- 1. VENTANAS DE ALUMINIO Y VIDRIO
  - 2. VENTANAS DE ALUMINIO Y VIDRIO
  - 3. VENTANAS DE ALUMINIO Y VIDRIO
  - 4. VENTANAS DE ALUMINIO Y VIDRIO
  - 5. VENTANAS DE ALUMINIO Y VIDRIO
  - 6. VENTANAS DE ALUMINIO Y VIDRIO
  - 7. VENTANAS DE ALUMINIO Y VIDRIO
  - 8. VENTANAS DE ALUMINIO Y VIDRIO
  - 9. VENTANAS DE ALUMINIO Y VIDRIO
  - 10. VENTANAS DE ALUMINIO Y VIDRIO
  - 11. VENTANAS DE ALUMINIO Y VIDRIO
  - 12. VENTANAS DE ALUMINIO Y VIDRIO
  - 13. VENTANAS DE ALUMINIO Y VIDRIO
  - 14. VENTANAS DE ALUMINIO Y VIDRIO
  - 15. VENTANAS DE ALUMINIO Y VIDRIO
  - 16. VENTANAS DE ALUMINIO Y VIDRIO
  - 17. VENTANAS DE ALUMINIO Y VIDRIO
  - 18. VENTANAS DE ALUMINIO Y VIDRIO
  - 19. VENTANAS DE ALUMINIO Y VIDRIO
  - 20. VENTANAS DE ALUMINIO Y VIDRIO

TABLA DE TIPO ECI	
191	ALUMINIO Y VIDRIO
192	ALUMINIO Y VIDRIO
193	ALUMINIO Y VIDRIO
194	ALUMINIO Y VIDRIO
195	ALUMINIO Y VIDRIO
196	ALUMINIO Y VIDRIO
197	ALUMINIO Y VIDRIO
198	ALUMINIO Y VIDRIO
199	ALUMINIO Y VIDRIO
200	ALUMINIO Y VIDRIO
201	ALUMINIO Y VIDRIO
202	ALUMINIO Y VIDRIO
203	ALUMINIO Y VIDRIO
204	ALUMINIO Y VIDRIO
205	ALUMINIO Y VIDRIO
206	ALUMINIO Y VIDRIO
207	ALUMINIO Y VIDRIO
208	ALUMINIO Y VIDRIO
209	ALUMINIO Y VIDRIO
210	ALUMINIO Y VIDRIO
211	ALUMINIO Y VIDRIO
212	ALUMINIO Y VIDRIO
213	ALUMINIO Y VIDRIO
214	ALUMINIO Y VIDRIO
215	ALUMINIO Y VIDRIO
216	ALUMINIO Y VIDRIO
217	ALUMINIO Y VIDRIO
218	ALUMINIO Y VIDRIO
219	ALUMINIO Y VIDRIO
220	ALUMINIO Y VIDRIO
221	ALUMINIO Y VIDRIO
222	ALUMINIO Y VIDRIO
223	ALUMINIO Y VIDRIO
224	ALUMINIO Y VIDRIO
225	ALUMINIO Y VIDRIO
226	ALUMINIO Y VIDRIO
227	ALUMINIO Y VIDRIO
228	ALUMINIO Y VIDRIO
229	ALUMINIO Y VIDRIO
230	ALUMINIO Y VIDRIO
231	ALUMINIO Y VIDRIO
232	ALUMINIO Y VIDRIO
233	ALUMINIO Y VIDRIO
234	ALUMINIO Y VIDRIO
235	ALUMINIO Y VIDRIO
236	ALUMINIO Y VIDRIO
237	ALUMINIO Y VIDRIO
238	ALUMINIO Y VIDRIO
239	ALUMINIO Y VIDRIO
240	ALUMINIO Y VIDRIO
241	ALUMINIO Y VIDRIO
242	ALUMINIO Y VIDRIO
243	ALUMINIO Y VIDRIO
244	ALUMINIO Y VIDRIO
245	ALUMINIO Y VIDRIO
246	ALUMINIO Y VIDRIO
247	ALUMINIO Y VIDRIO
248	ALUMINIO Y VIDRIO
249	ALUMINIO Y VIDRIO
250	ALUMINIO Y VIDRIO
251	ALUMINIO Y VIDRIO
252	ALUMINIO Y VIDRIO
253	ALUMINIO Y VIDRIO
254	ALUMINIO Y VIDRIO
255	ALUMINIO Y VIDRIO
256	ALUMINIO Y VIDRIO
257	ALUMINIO Y VIDRIO
258	ALUMINIO Y VIDRIO
259	ALUMINIO Y VIDRIO
260	ALUMINIO Y VIDRIO
261	ALUMINIO Y VIDRIO
262	ALUMINIO Y VIDRIO
263	ALUMINIO Y VIDRIO
264	ALUMINIO Y VIDRIO
265	ALUMINIO Y VIDRIO
266	ALUMINIO Y VIDRIO
267	ALUMINIO Y VIDRIO
268	ALUMINIO Y VIDRIO
269	ALUMINIO Y VIDRIO
270	ALUMINIO Y VIDRIO
271	ALUMINIO Y VIDRIO
272	ALUMINIO Y VIDRIO
273	ALUMINIO Y VIDRIO
274	ALUMINIO Y VIDRIO
275	ALUMINIO Y VIDRIO
276	ALUMINIO Y VIDRIO
277	ALUMINIO Y VIDRIO
278	ALUMINIO Y VIDRIO
279	ALUMINIO Y VIDRIO
280	ALUMINIO Y VIDRIO
281	ALUMINIO Y VIDRIO
282	ALUMINIO Y VIDRIO
283	ALUMINIO Y VIDRIO
284	ALUMINIO Y VIDRIO
285	ALUMINIO Y VIDRIO
286	ALUMINIO Y VIDRIO
287	ALUMINIO Y VIDRIO
288	ALUMINIO Y VIDRIO
289	ALUMINIO Y VIDRIO
290	ALUMINIO Y VIDRIO
291	ALUMINIO Y VIDRIO
292	ALUMINIO Y VIDRIO
293	ALUMINIO Y VIDRIO
294	ALUMINIO Y VIDRIO
295	ALUMINIO Y VIDRIO
296	ALUMINIO Y VIDRIO
297	ALUMINIO Y VIDRIO
298	ALUMINIO Y VIDRIO
299	ALUMINIO Y VIDRIO
300	ALUMINIO Y VIDRIO



LA CRUZ AZUL S.C.L.

**PLANO AUTORIZADO PARA CONSTRUCCION**

PROYECTO DE CONSTRUCCION

LA CRUZ AZUL S.C.L.

LA CRUZ AZUL S.C.L.

PROYECTO DE CONSTRUCCION

LA CRUZ AZUL S.C.L.

PLANTA N.T.C. - 112-125

LA CRUZ AZUL S.C.L.

PROYECTO DE CONSTRUCCION

LA CRUZ AZUL S.C.L.

PLANTA N.T.C. - 112-125

LA CRUZ AZUL S.C.L.

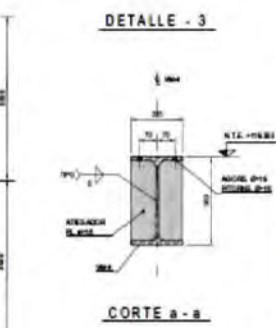
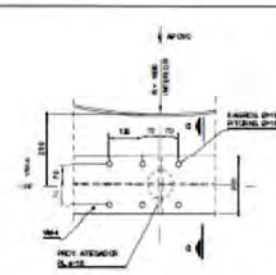
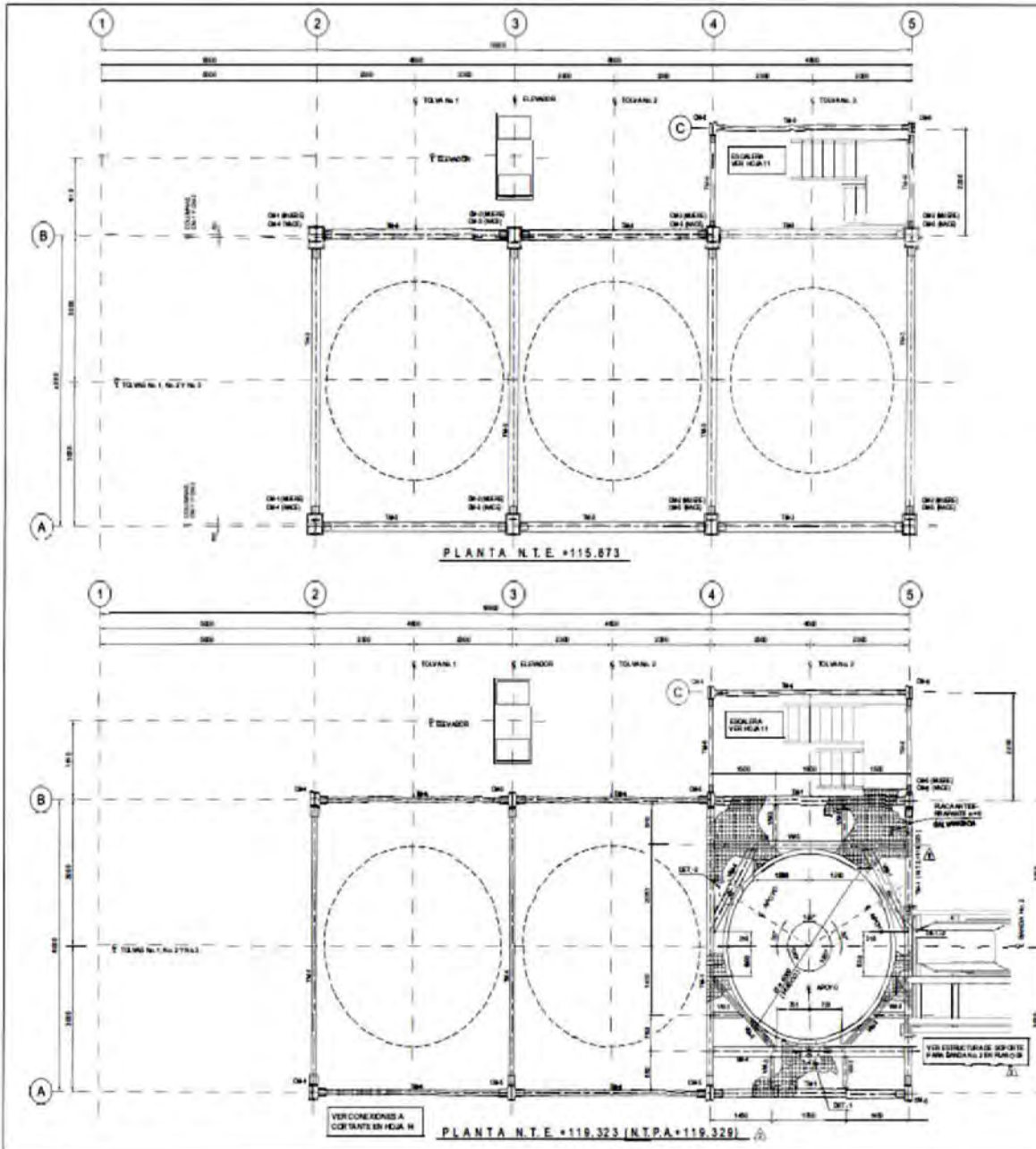
PROYECTO DE CONSTRUCCION

LA CRUZ AZUL S.C.L.

PLANTA N.T.C. - 112-125

PLANTA N.T.C. 112-123 (N.T.C. 112-125)

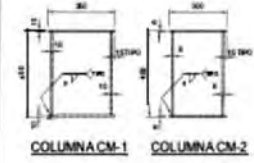




- NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA**
1. ACEROS PARA BARRAS DE BARRAS.
  2. ACEROS PARA BARRAS DE BARRAS.
  3. ACEROS PARA BARRAS DE BARRAS.
  4. ACEROS PARA BARRAS DE BARRAS.
  5. ACEROS PARA BARRAS DE BARRAS.
  6. ACEROS PARA BARRAS DE BARRAS.
  7. ACEROS PARA BARRAS DE BARRAS.
  8. ACEROS PARA BARRAS DE BARRAS.
  9. ACEROS PARA BARRAS DE BARRAS.
  10. ACEROS PARA BARRAS DE BARRAS.

**TABLA DE PERFILES**

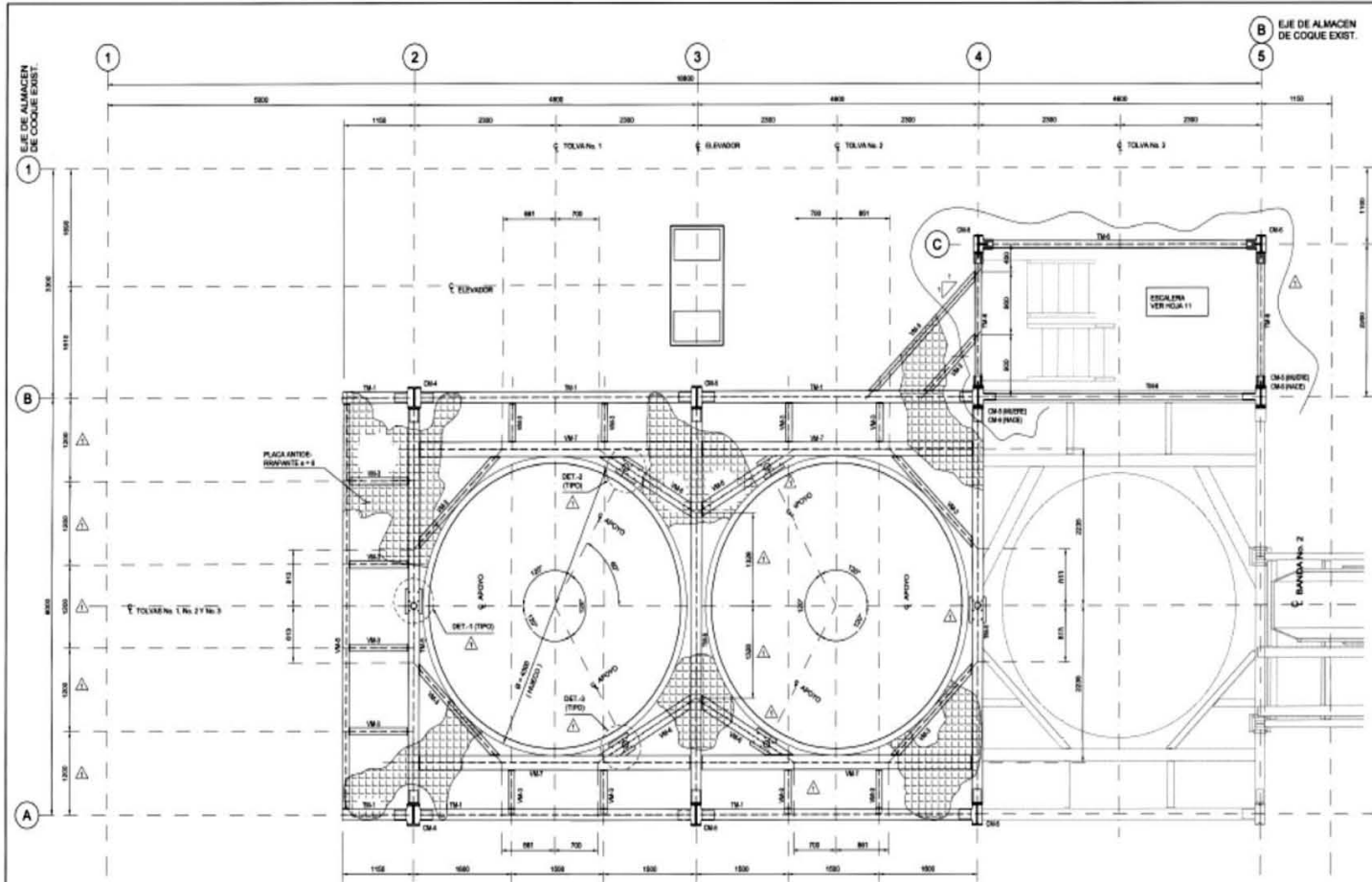
SECCION	DESCRIPCION
CM1	403 SECCION
CM2	403 SECCION
CM3	403 SECCION
CM4	403 SECCION
CM5	403 SECCION
CM6	403 SECCION
CM7	403 SECCION
CM8	403 SECCION
CM9	403 SECCION
CM10	403 SECCION
CM11	403 SECCION
CM12	403 SECCION
CM13	403 SECCION
CM14	403 SECCION
CM15	403 SECCION
CM16	403 SECCION
CM17	403 SECCION
CM18	403 SECCION
CM19	403 SECCION
CM20	403 SECCION



LA CRUZ AZUL S.C.L.  
 INGENIERIA DE INGENIERIA  
**PLANO AUTORIZADO PARA CONSTRUCCION**  
 N.T.E. +115.873 y N.T.E. +119.323  
 N.T.P.A. +119.329

LA CRUZ AZUL S.C.L.  
 INGENIERIA DE INGENIERIA  
**CRUZ AZUL, HGO.**  
 COMERCIALIZADORA  
 EDIFICIO DE TOLVAS  
 PLANTAS N.T.E. +115.873 Y N.T.E. +119.323  
 N.T.P.A. +119.329



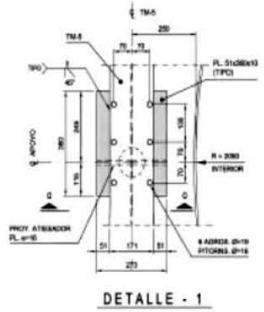
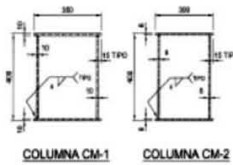


PLANTA N.T.E. +121.523 (N.T.P.A. +121.529)

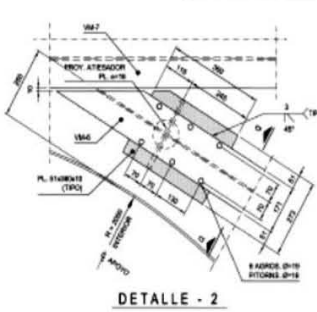
**NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA**

- 1.- IDENTIFICACION DE MATERIALES, MARCAS Y MEDIDAS EN METROS
- 2.- ESPECIFICACION DE MATERIALES
- 3.- ACERO EN PLACAS Y PERFILES LAMINADOS TPO ASTM A 36
- 4.- ACERO EN PERFILES LAMINADOS TPO ASTM A 101
- 5.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 6.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 7.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 8.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 9.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 10.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 11.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 12.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 13.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 14.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 15.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 16.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 17.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 18.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 19.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 20.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 21.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 22.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 23.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 24.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 25.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 26.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 27.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 28.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 29.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 30.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 31.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 32.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 33.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 34.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 35.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 36.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 37.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 38.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 39.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 40.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 41.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 42.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 43.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 44.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 45.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 46.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 47.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 48.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 49.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101
- 50.- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A 101

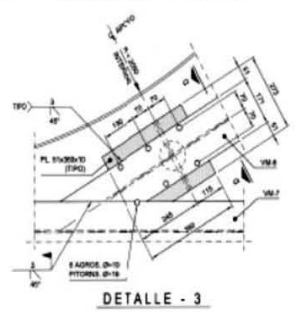
MARCA	DESCRIPCION
CM-1	VER RECCION
CM-2	VER RECCION
CM-3	Ø 308 x 38.7 KG/M
CM-4	Ø 308 x 74.4 KG/M
CM-5	Ø 308 x 44.8 KG/M
CM-6	Ø 308 x 38.7 KG/M
TM-1	Ø 308 x 38.7 KG/M
TM-2	Ø 308 x 44.8 KG/M
TM-3	Ø 308 x 38.7 KG/M
TM-4	Ø 308 x 23.8 KG/M
TM-5	Ø 308 x 44.8 KG/M
TM-6	Ø 203 x 15.4 KG/M
VM-1	Ø 152 x 23.8 KG/M
VM-2	Ø 152 x 13.8 KG/M
VM-3	Ø 152 x 13.8 KG/M
VM-4	Ø 308 x 38.7 KG/M
VM-5	Ø 308 x 38.7 KG/M
VM-6	Ø 308 x 44.8 KG/M
VM-7	Ø 308 x 44.8 KG/M
VM-8	Ø 308 x 23.8 KG/M



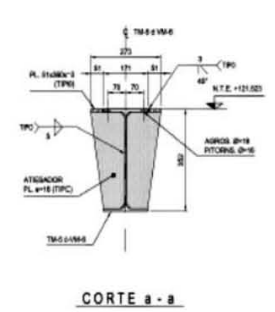
DETALLE - 1



DETALLE - 2



DETALLE - 3



CORTE a-a

1. BENTON ZONAS DE PISOS  
2. BENTON AUTOPROTECCIÓN PARA CONSTRUCCION

LA CRUZ AZUL, S.C.L.  
CONSTRUCCION DE ALMACENES PARA COQUE

PLANO AUTORIZADO PARA CONSTRUCCION

Fecha: 05-DICIEMBRE-2014 No. 1722

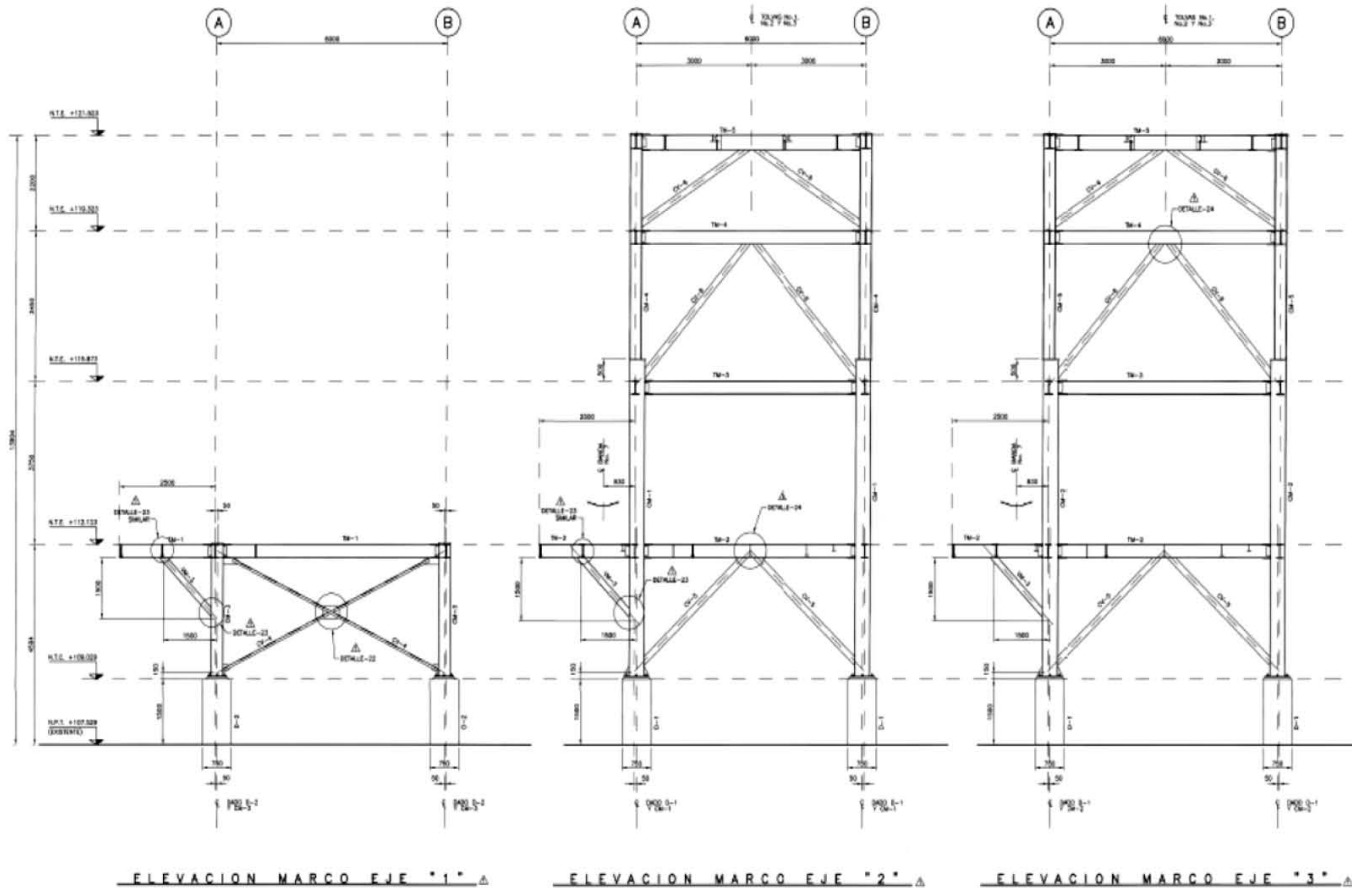
Proy. P.L. #18

**ADVERTENCIA:**

COOPERATIVA LA CRUZ AZUL, S.C.L.  
CRUZ AZUL, HGO.  
COMBUSTIBLES  
DOSIFICACION DE COQUE - CARBON  
EDIFICIO DE TOLVAS  
PLANTA N.T.E. +121.523

Proy. P.L. #18

No. 51-7605-05 1 2014 03 6 1

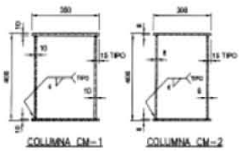


**NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA**

- 1.- MEDICIONES EN MILIMETROS; FIGURAS EN METROS.
- 2.- ESPECIFICACION DE MATERIALES:
  - (-) ACERO EN PLACAS Y PERFILES LAMINADOS TPO ASTM A-36
  - (-) ACERO EN PERFILES LIBRES NON-TEN CON F<sub>y</sub> = 2510 kg/cm<sup>2</sup>
  - (-) ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO ASTM A-106 F<sub>y</sub> = 2510 kg/cm<sup>2</sup>
  - (-) ACERO EN ANCLAS TPO ASTM A-307 F<sub>y</sub> = 3867 kg/cm<sup>2</sup>
  - (-) ACERO EN ANCLAS TPO ASTM A-325 F<sub>y</sub> = 3867 kg/cm<sup>2</sup>
  - (-) ACERO EN ANCLAS TPO ASTM A-325 F<sub>y</sub> = 3867 kg/cm<sup>2</sup>
  - (-) ELECTRODOS RECUBIERTOS TPO E-6010 E-6-10
- 3.- ESTE PLANO DEBE SER PARA LA ELABORACION DE LOS PLANOS DE FABRICACION Y MONTAJE.
- 4.- LAS SOLDADURAS DE UNION ENTRENDO TENDRAN FLANJEADO A RECOMENDACION DEL INEFOP. SINO:
- 5.- LOS ENTRENDO DE SOLDADURA EMPLEADOS SON DE LA A-65.
- 6.- LAS SOLDADURAS DE NGUNDA POR LAS ESPECIFICACIONES DE LA A-65.
- 7.- EL MONTAJE DE LA ESTRUCTURA DEBERA PROPORCIONAR UN COEFICIENTE DE CALIDAD DE LOS MATERIALES EMPLEADOS.
- 8.- LA DESIGNACION DE LOS PERFILES CORRESPONDE AL MANUAL "AISC".

**TABLA DE PERFILES**

CANTIDAD	DESCRIPCION
01-1	PER SECCION
01-2	PER SECCION
01-3	W 300 x 307 KG/M
01-4	W 300 x 244 KG/M
01-5	W 300 x 218 KG/M
01-6	W 300 x 207 KG/M
01-7	W 300 x 148 KG/M
01-8	W 300 x 138 KG/M
01-9	W 300 x 128 KG/M
01-10	W 300 x 118 KG/M
01-11	W 300 x 108 KG/M
01-12	W 300 x 98 KG/M
01-13	W 300 x 88 KG/M
01-14	W 300 x 78 KG/M
01-15	W 300 x 68 KG/M
01-16	W 300 x 58 KG/M
01-17	W 300 x 48 KG/M
01-18	W 300 x 38 KG/M
01-19	W 300 x 28 KG/M
01-20	W 300 x 18 KG/M
01-21	W 300 x 8 KG/M
01-22	W 300 x 8 KG/M
01-23	W 300 x 8 KG/M
01-24	W 300 x 8 KG/M
01-25	W 300 x 8 KG/M
01-26	W 300 x 8 KG/M
01-27	W 300 x 8 KG/M
01-28	W 300 x 8 KG/M
01-29	W 300 x 8 KG/M
01-30	W 300 x 8 KG/M
01-31	W 300 x 8 KG/M
01-32	W 300 x 8 KG/M
01-33	W 300 x 8 KG/M
01-34	W 300 x 8 KG/M
01-35	W 300 x 8 KG/M
01-36	W 300 x 8 KG/M
01-37	W 300 x 8 KG/M
01-38	W 300 x 8 KG/M
01-39	W 300 x 8 KG/M
01-40	W 300 x 8 KG/M
01-41	W 300 x 8 KG/M
01-42	W 300 x 8 KG/M
01-43	W 300 x 8 KG/M
01-44	W 300 x 8 KG/M
01-45	W 300 x 8 KG/M
01-46	W 300 x 8 KG/M
01-47	W 300 x 8 KG/M
01-48	W 300 x 8 KG/M
01-49	W 300 x 8 KG/M
01-50	W 300 x 8 KG/M



1	14/12/14	CONFE. DE BOCAS	Chavez
2	24/11/14	ADJUSTADO PARA CONSTRUCCION	Chavez
REV.	FECHA	DESCRIPCION	ELABORADO

**LA CRUZ AZUL S.C.L.**  
 GENERALIA DE ASESORIA PROYECTOS

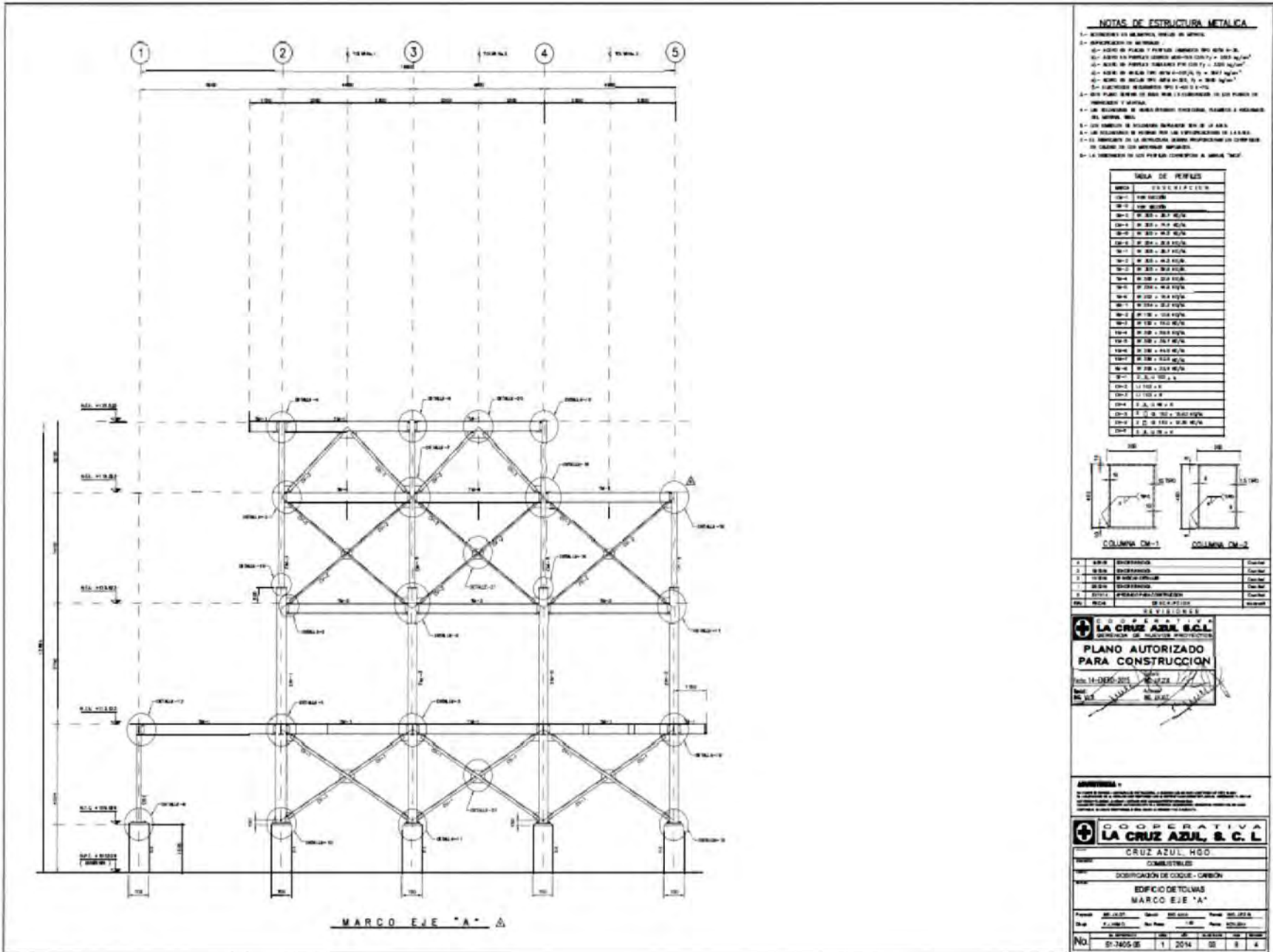
**PLANO AUTORIZADO PARA CONSTRUCCION**

Fecha: 19-NOVIEMBRE-2014  
 Nombre: [Firma]  
 No. V.L.A.: [Firma]

**ADVERTENCIA:**  
 Este plano es propiedad de LA CRUZ AZUL S.C.L. y no puede ser utilizado sin el consentimiento escrito de LA CRUZ AZUL S.C.L. para cualquier otro fin que el que se indica en el presente plano. LA CRUZ AZUL S.C.L. no se responsabiliza por los errores de interpretación o de ejecución de este plano. LA CRUZ AZUL S.C.L. no se responsabiliza por los errores de interpretación o de ejecución de este plano.

**LA CRUZ AZUL S.C.L.**  
 CRUZ AZUL HGO.  
 COMBUSTIBLES  
 DOBIFICACION DE COQUE - CARBON  
 EDIFICIO DE TOLVAS  
 MARCOS EJES '1', '2' Y '3'

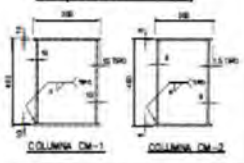
Proyecto: 2014-03-01  
 Fecha: 24/11/14  
 No. Proyecto: 1  
 No. Hoja: 3  
 No. Total: 3



- NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA**
- 1.- DIMENSIONES EN METROS, UNIFORMES EN METROS.
  - 2.- APLICACION DE METALICA:
    - 1.- ACERO DE PLACA Y PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
    - 2.- ACERO DE PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
    - 3.- ACERO DE PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
    - 4.- ACERO DE PLACA (NO. 100-100) NO. 100-100
    - 5.- ACERO DE PLACA (NO. 100-100) NO. 100-100
  - 3.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 4.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 5.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 6.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 7.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 8.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 9.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 10.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 11.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 12.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 13.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 14.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 15.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 16.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 17.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 18.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 19.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 20.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 21.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 22.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 23.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 24.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 25.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 26.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 27.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 28.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 29.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 30.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 31.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 32.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 33.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 34.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 35.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 36.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 37.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 38.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 39.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 40.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 41.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 42.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 43.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 44.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 45.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 46.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 47.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 48.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 49.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 50.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 51.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 52.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 53.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 54.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 55.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 56.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 57.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 58.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 59.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 60.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 61.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 62.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 63.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 64.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 65.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 66.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 67.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 68.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 69.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 70.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 71.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 72.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 73.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 74.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 75.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 76.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 77.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 78.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 79.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 80.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 81.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 82.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 83.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 84.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 85.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 86.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 87.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 88.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 89.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 90.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 91.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 92.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 93.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 94.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 95.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 96.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 97.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 98.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 99.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100
  - 100.- PERFILES (ANEXO 1) NO. 100-100

**TABLA DE PERFILES**

NO.	DESCRIPCION	CANTIDAD
1	PERFIL	
2	PERFIL	
3	PERFIL	
4	PERFIL	
5	PERFIL	
6	PERFIL	
7	PERFIL	
8	PERFIL	
9	PERFIL	
10	PERFIL	
11	PERFIL	
12	PERFIL	
13	PERFIL	
14	PERFIL	
15	PERFIL	
16	PERFIL	
17	PERFIL	
18	PERFIL	
19	PERFIL	
20	PERFIL	
21	PERFIL	
22	PERFIL	
23	PERFIL	
24	PERFIL	
25	PERFIL	
26	PERFIL	
27	PERFIL	
28	PERFIL	
29	PERFIL	
30	PERFIL	
31	PERFIL	
32	PERFIL	
33	PERFIL	
34	PERFIL	
35	PERFIL	
36	PERFIL	
37	PERFIL	
38	PERFIL	
39	PERFIL	
40	PERFIL	
41	PERFIL	
42	PERFIL	
43	PERFIL	
44	PERFIL	
45	PERFIL	
46	PERFIL	
47	PERFIL	
48	PERFIL	
49	PERFIL	
50	PERFIL	
51	PERFIL	
52	PERFIL	
53	PERFIL	
54	PERFIL	
55	PERFIL	
56	PERFIL	
57	PERFIL	
58	PERFIL	
59	PERFIL	
60	PERFIL	
61	PERFIL	
62	PERFIL	
63	PERFIL	
64	PERFIL	
65	PERFIL	
66	PERFIL	
67	PERFIL	
68	PERFIL	
69	PERFIL	
70	PERFIL	
71	PERFIL	
72	PERFIL	
73	PERFIL	
74	PERFIL	
75	PERFIL	
76	PERFIL	
77	PERFIL	
78	PERFIL	
79	PERFIL	
80	PERFIL	
81	PERFIL	
82	PERFIL	
83	PERFIL	
84	PERFIL	
85	PERFIL	
86	PERFIL	
87	PERFIL	
88	PERFIL	
89	PERFIL	
90	PERFIL	
91	PERFIL	
92	PERFIL	
93	PERFIL	
94	PERFIL	
95	PERFIL	
96	PERFIL	
97	PERFIL	
98	PERFIL	
99	PERFIL	
100	PERFIL	



NO.	DESCRIPCION	CANTIDAD
1	PERFIL	
2	PERFIL	
3	PERFIL	
4	PERFIL	
5	PERFIL	
6	PERFIL	
7	PERFIL	
8	PERFIL	
9	PERFIL	
10	PERFIL	
11	PERFIL	
12	PERFIL	
13	PERFIL	
14	PERFIL	
15	PERFIL	
16	PERFIL	
17	PERFIL	
18	PERFIL	
19	PERFIL	
20	PERFIL	
21	PERFIL	
22	PERFIL	
23	PERFIL	
24	PERFIL	
25	PERFIL	
26	PERFIL	
27	PERFIL	
28	PERFIL	
29	PERFIL	
30	PERFIL	
31	PERFIL	
32	PERFIL	
33	PERFIL	
34	PERFIL	
35	PERFIL	
36	PERFIL	
37	PERFIL	
38	PERFIL	
39	PERFIL	
40	PERFIL	
41	PERFIL	
42	PERFIL	
43	PERFIL	
44	PERFIL	
45	PERFIL	
46	PERFIL	
47	PERFIL	
48	PERFIL	
49	PERFIL	
50	PERFIL	
51	PERFIL	
52	PERFIL	
53	PERFIL	
54	PERFIL	
55	PERFIL	
56	PERFIL	
57	PERFIL	
58	PERFIL	
59	PERFIL	
60	PERFIL	
61	PERFIL	
62	PERFIL	
63	PERFIL	
64	PERFIL	
65	PERFIL	
66	PERFIL	
67	PERFIL	
68	PERFIL	
69	PERFIL	
70	PERFIL	
71	PERFIL	
72	PERFIL	
73	PERFIL	
74	PERFIL	
75	PERFIL	
76	PERFIL	
77	PERFIL	
78	PERFIL	
79	PERFIL	
80	PERFIL	
81	PERFIL	
82	PERFIL	
83	PERFIL	
84	PERFIL	
85	PERFIL	
86	PERFIL	
87	PERFIL	
88	PERFIL	
89	PERFIL	
90	PERFIL	
91	PERFIL	
92	PERFIL	
93	PERFIL	
94	PERFIL	
95	PERFIL	
96	PERFIL	
97	PERFIL	
98	PERFIL	
99	PERFIL	
100	PERFIL	

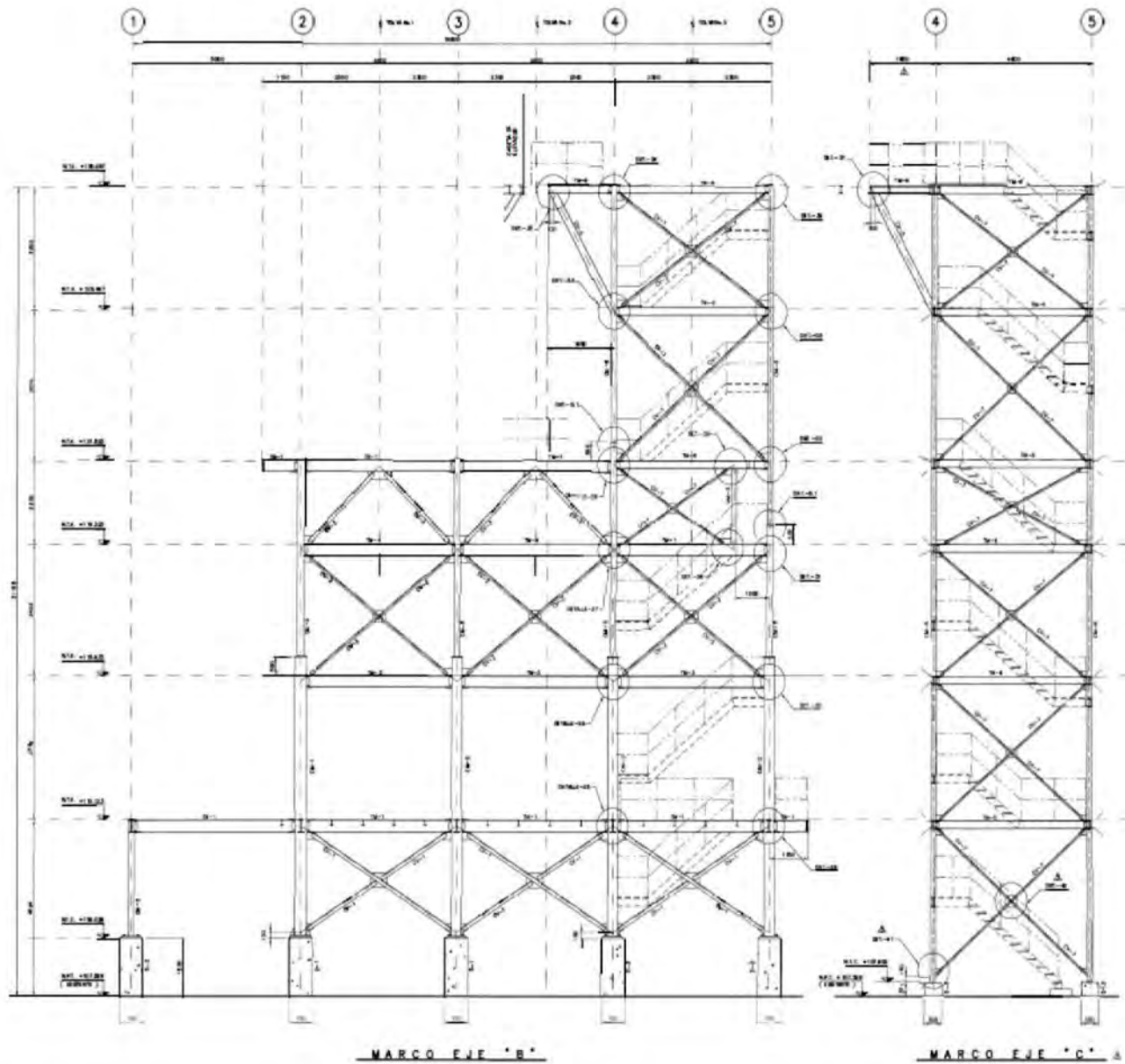
**LA CRUZ AZUL S.C.L.**  
 PLANO AUTORIZADO PARA CONSTRUCCION  
 Fecha: 14-08-2015  
 No. 145

**COOPERATIVA LA CRUZ AZUL, S. C. L.**  
 CRUZ AZUL HGO.  
 COMERCIALIZADO  
 DISTRIBUCION DE COQUE - CARBON  
 EDIFICIO DE TOLUAS  
 MARCO EJE "A"

Proyecto: 01-145-01  
 Fecha: 14-08-2015  
 No. 145

No. 01-145-01 1 2014 01 9 4

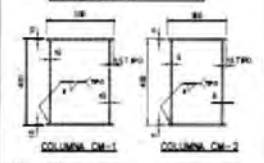




- NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA**
- 1- SE INDICAN EN ALGUNOS CASOS EL TIPO DE ACERO.
  - 2- SE INDICAN EN ALGUNOS CASOS EL TIPO DE SOLDADURA.
  - 3- SE INDICAN EN ALGUNOS CASOS EL TIPO DE SOLDADURA Y EL TIPO DE ACERO.
  - 4- SE INDICAN EN ALGUNOS CASOS EL TIPO DE ACERO Y EL TIPO DE SOLDADURA.
  - 5- SE INDICAN EN ALGUNOS CASOS EL TIPO DE ACERO Y EL TIPO DE SOLDADURA Y EL TIPO DE ACERO.
  - 6- SE INDICAN EN ALGUNOS CASOS EL TIPO DE ACERO Y EL TIPO DE SOLDADURA Y EL TIPO DE ACERO.
  - 7- SE INDICAN EN ALGUNOS CASOS EL TIPO DE ACERO Y EL TIPO DE SOLDADURA Y EL TIPO DE ACERO.
  - 8- SE INDICAN EN ALGUNOS CASOS EL TIPO DE ACERO Y EL TIPO DE SOLDADURA Y EL TIPO DE ACERO.
  - 9- SE INDICAN EN ALGUNOS CASOS EL TIPO DE ACERO Y EL TIPO DE SOLDADURA Y EL TIPO DE ACERO.
  - 10- SE INDICAN EN ALGUNOS CASOS EL TIPO DE ACERO Y EL TIPO DE SOLDADURA Y EL TIPO DE ACERO.

**TABLA DE PERFILES**

PROF.	SECCION	TIPO
CM-1	CM-1	CM-1
CM-2	CM-2	CM-2
CM-3	CM-3	CM-3
CM-4	CM-4	CM-4
CM-5	CM-5	CM-5
CM-6	CM-6	CM-6
CM-7	CM-7	CM-7
CM-8	CM-8	CM-8
CM-9	CM-9	CM-9
CM-10	CM-10	CM-10
CM-11	CM-11	CM-11
CM-12	CM-12	CM-12
CM-13	CM-13	CM-13
CM-14	CM-14	CM-14
CM-15	CM-15	CM-15
CM-16	CM-16	CM-16
CM-17	CM-17	CM-17
CM-18	CM-18	CM-18
CM-19	CM-19	CM-19
CM-20	CM-20	CM-20
CM-21	CM-21	CM-21
CM-22	CM-22	CM-22
CM-23	CM-23	CM-23
CM-24	CM-24	CM-24
CM-25	CM-25	CM-25
CM-26	CM-26	CM-26
CM-27	CM-27	CM-27
CM-28	CM-28	CM-28
CM-29	CM-29	CM-29
CM-30	CM-30	CM-30
CM-31	CM-31	CM-31
CM-32	CM-32	CM-32
CM-33	CM-33	CM-33
CM-34	CM-34	CM-34
CM-35	CM-35	CM-35
CM-36	CM-36	CM-36
CM-37	CM-37	CM-37
CM-38	CM-38	CM-38
CM-39	CM-39	CM-39
CM-40	CM-40	CM-40
CM-41	CM-41	CM-41
CM-42	CM-42	CM-42
CM-43	CM-43	CM-43
CM-44	CM-44	CM-44
CM-45	CM-45	CM-45
CM-46	CM-46	CM-46
CM-47	CM-47	CM-47
CM-48	CM-48	CM-48
CM-49	CM-49	CM-49
CM-50	CM-50	CM-50
CM-51	CM-51	CM-51
CM-52	CM-52	CM-52
CM-53	CM-53	CM-53
CM-54	CM-54	CM-54
CM-55	CM-55	CM-55
CM-56	CM-56	CM-56
CM-57	CM-57	CM-57
CM-58	CM-58	CM-58
CM-59	CM-59	CM-59
CM-60	CM-60	CM-60
CM-61	CM-61	CM-61
CM-62	CM-62	CM-62
CM-63	CM-63	CM-63
CM-64	CM-64	CM-64
CM-65	CM-65	CM-65
CM-66	CM-66	CM-66
CM-67	CM-67	CM-67
CM-68	CM-68	CM-68
CM-69	CM-69	CM-69
CM-70	CM-70	CM-70
CM-71	CM-71	CM-71
CM-72	CM-72	CM-72
CM-73	CM-73	CM-73
CM-74	CM-74	CM-74
CM-75	CM-75	CM-75
CM-76	CM-76	CM-76
CM-77	CM-77	CM-77
CM-78	CM-78	CM-78
CM-79	CM-79	CM-79
CM-80	CM-80	CM-80
CM-81	CM-81	CM-81
CM-82	CM-82	CM-82
CM-83	CM-83	CM-83
CM-84	CM-84	CM-84
CM-85	CM-85	CM-85
CM-86	CM-86	CM-86
CM-87	CM-87	CM-87
CM-88	CM-88	CM-88
CM-89	CM-89	CM-89
CM-90	CM-90	CM-90
CM-91	CM-91	CM-91
CM-92	CM-92	CM-92
CM-93	CM-93	CM-93
CM-94	CM-94	CM-94
CM-95	CM-95	CM-95
CM-96	CM-96	CM-96
CM-97	CM-97	CM-97
CM-98	CM-98	CM-98
CM-99	CM-99	CM-99
CM-100	CM-100	CM-100

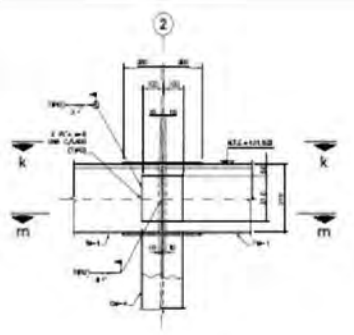


PROF.	SECCION	TIPO
CM-1	CM-1	CM-1
CM-2	CM-2	CM-2
CM-3	CM-3	CM-3
CM-4	CM-4	CM-4
CM-5	CM-5	CM-5
CM-6	CM-6	CM-6
CM-7	CM-7	CM-7
CM-8	CM-8	CM-8
CM-9	CM-9	CM-9
CM-10	CM-10	CM-10
CM-11	CM-11	CM-11
CM-12	CM-12	CM-12
CM-13	CM-13	CM-13
CM-14	CM-14	CM-14
CM-15	CM-15	CM-15
CM-16	CM-16	CM-16
CM-17	CM-17	CM-17
CM-18	CM-18	CM-18
CM-19	CM-19	CM-19
CM-20	CM-20	CM-20
CM-21	CM-21	CM-21
CM-22	CM-22	CM-22
CM-23	CM-23	CM-23
CM-24	CM-24	CM-24
CM-25	CM-25	CM-25
CM-26	CM-26	CM-26
CM-27	CM-27	CM-27
CM-28	CM-28	CM-28
CM-29	CM-29	CM-29
CM-30	CM-30	CM-30
CM-31	CM-31	CM-31
CM-32	CM-32	CM-32
CM-33	CM-33	CM-33
CM-34	CM-34	CM-34
CM-35	CM-35	CM-35
CM-36	CM-36	CM-36
CM-37	CM-37	CM-37
CM-38	CM-38	CM-38
CM-39	CM-39	CM-39
CM-40	CM-40	CM-40
CM-41	CM-41	CM-41
CM-42	CM-42	CM-42
CM-43	CM-43	CM-43
CM-44	CM-44	CM-44
CM-45	CM-45	CM-45
CM-46	CM-46	CM-46
CM-47	CM-47	CM-47
CM-48	CM-48	CM-48
CM-49	CM-49	CM-49
CM-50	CM-50	CM-50
CM-51	CM-51	CM-51
CM-52	CM-52	CM-52
CM-53	CM-53	CM-53
CM-54	CM-54	CM-54
CM-55	CM-55	CM-55
CM-56	CM-56	CM-56
CM-57	CM-57	CM-57
CM-58	CM-58	CM-58
CM-59	CM-59	CM-59
CM-60	CM-60	CM-60
CM-61	CM-61	CM-61
CM-62	CM-62	CM-62
CM-63	CM-63	CM-63
CM-64	CM-64	CM-64
CM-65	CM-65	CM-65
CM-66	CM-66	CM-66
CM-67	CM-67	CM-67
CM-68	CM-68	CM-68
CM-69	CM-69	CM-69
CM-70	CM-70	CM-70
CM-71	CM-71	CM-71
CM-72	CM-72	CM-72
CM-73	CM-73	CM-73
CM-74	CM-74	CM-74
CM-75	CM-75	CM-75
CM-76	CM-76	CM-76
CM-77	CM-77	CM-77
CM-78	CM-78	CM-78
CM-79	CM-79	CM-79
CM-80	CM-80	CM-80
CM-81	CM-81	CM-81
CM-82	CM-82	CM-82
CM-83	CM-83	CM-83
CM-84	CM-84	CM-84
CM-85	CM-85	CM-85
CM-86	CM-86	CM-86
CM-87	CM-87	CM-87
CM-88	CM-88	CM-88
CM-89	CM-89	CM-89
CM-90	CM-90	CM-90
CM-91	CM-91	CM-91
CM-92	CM-92	CM-92
CM-93	CM-93	CM-93
CM-94	CM-94	CM-94
CM-95	CM-95	CM-95
CM-96	CM-96	CM-96
CM-97	CM-97	CM-97
CM-98	CM-98	CM-98
CM-99	CM-99	CM-99
CM-100	CM-100	CM-100

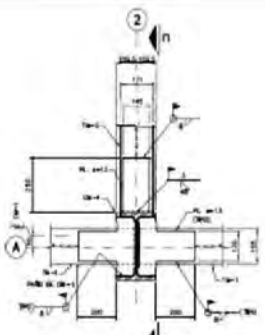
**LA CRUZ AZUL, S.C.L.**  
**PLANO AUTORIZADO PARA CONSTRUCCION**  
 INGENIERO: [Firma]  
 ARCHIVO: [Firma]

**COOPERATIVA LA CRUZ AZUL, S. C. L.**  
 CRUZ AZUL, HGO.  
 CONJUNTO RES.  
 EDIFICIO DE TOLVAS  
 MARCO EJE "B" Y EJE "C"

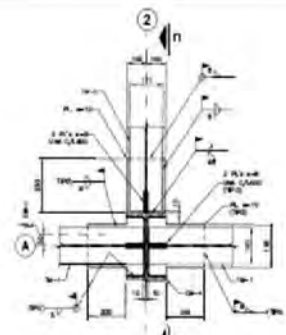
Fecha: 05/05/07  
 Escala: 1/50  
 No. Proyecto: 07-745-05  
 No. Hoja: 03 de 03



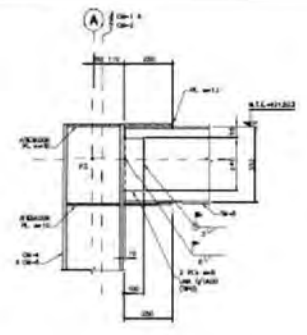
DETALLE-4



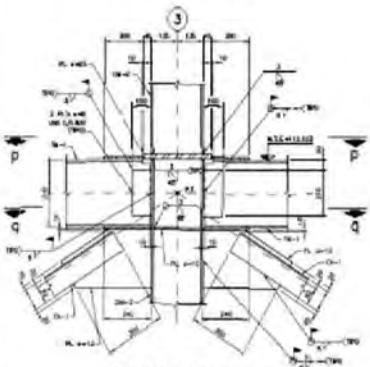
CORTE k-k



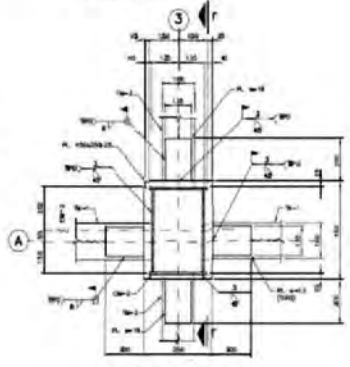
CORTE m-m



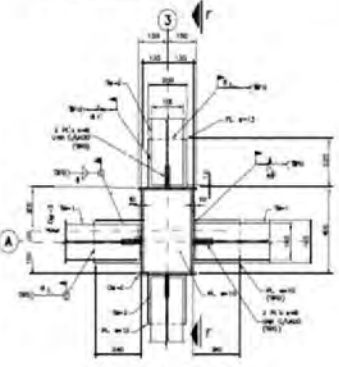
CORTE n-n



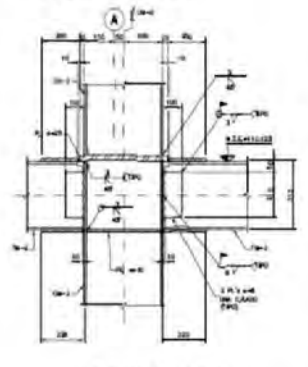
DETALLE-5



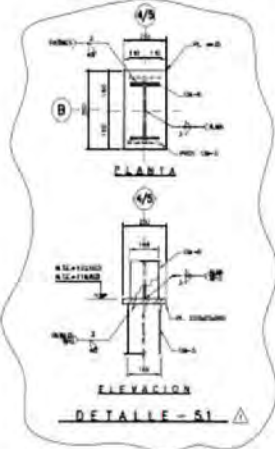
CORTE p-p



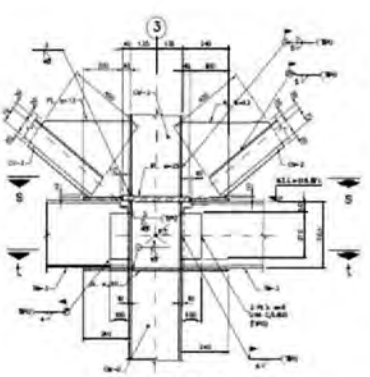
CORTE q-q



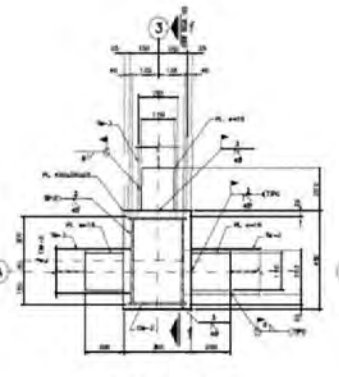
CORTE r-r



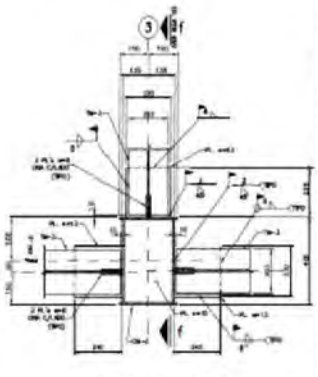
DETALLE-SI



DETALLE-6



CORTE s-s

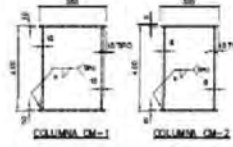


CORTE t-t

**NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA**

1.- APLICACIONES DE REINFORZO METALICO EN HORMIGON.  
 2.- DESCRIPCION DE LOS REINFORZOS.  
 3.- ACERO EN PLACA Y PERFILES LAMINADOS (P.L. A-10).  
 4.- ACERO EN PERFILES LAMINADOS (P.L. A-10) EN FORMA DE PERFILES.  
 5.- ACERO EN PERFILES LAMINADOS (P.L. A-10) EN FORMA DE PERFILES.  
 6.- ACERO EN PERFILES LAMINADOS (P.L. A-10) EN FORMA DE PERFILES.  
 7.- ACERO EN PERFILES LAMINADOS (P.L. A-10) EN FORMA DE PERFILES.  
 8.- ACERO EN PERFILES LAMINADOS (P.L. A-10) EN FORMA DE PERFILES.  
 9.- ACERO EN PERFILES LAMINADOS (P.L. A-10) EN FORMA DE PERFILES.  
 10.- ACERO EN PERFILES LAMINADOS (P.L. A-10) EN FORMA DE PERFILES.  
 11.- ACERO EN PERFILES LAMINADOS (P.L. A-10) EN FORMA DE PERFILES.  
 12.- ACERO EN PERFILES LAMINADOS (P.L. A-10) EN FORMA DE PERFILES.  
 13.- ACERO EN PERFILES LAMINADOS (P.L. A-10) EN FORMA DE PERFILES.  
 14.- ACERO EN PERFILES LAMINADOS (P.L. A-10) EN FORMA DE PERFILES.  
 15.- ACERO EN PERFILES LAMINADOS (P.L. A-10) EN FORMA DE PERFILES.  
 16.- ACERO EN PERFILES LAMINADOS (P.L. A-10) EN FORMA DE PERFILES.  
 17.- ACERO EN PERFILES LAMINADOS (P.L. A-10) EN FORMA DE PERFILES.  
 18.- ACERO EN PERFILES LAMINADOS (P.L. A-10) EN FORMA DE PERFILES.  
 19.- ACERO EN PERFILES LAMINADOS (P.L. A-10) EN FORMA DE PERFILES.  
 20.- ACERO EN PERFILES LAMINADOS (P.L. A-10) EN FORMA DE PERFILES.

TABLA DE PERFILES	
GRUPO	DESIGNACION
1	100 X 100
2	150 X 150
3	200 X 200
4	250 X 250
5	300 X 300
6	350 X 350
7	400 X 400
8	450 X 450
9	500 X 500
10	550 X 550
11	600 X 600
12	650 X 650
13	700 X 700
14	750 X 750
15	800 X 800
16	850 X 850
17	900 X 900
18	950 X 950
19	1000 X 1000
20	1050 X 1050
21	1100 X 1100
22	1150 X 1150
23	1200 X 1200
24	1250 X 1250
25	1300 X 1300
26	1350 X 1350
27	1400 X 1400
28	1450 X 1450
29	1500 X 1500
30	1550 X 1550
31	1600 X 1600
32	1650 X 1650
33	1700 X 1700
34	1750 X 1750
35	1800 X 1800
36	1850 X 1850
37	1900 X 1900
38	1950 X 1950
39	2000 X 2000
40	2050 X 2050
41	2100 X 2100
42	2150 X 2150
43	2200 X 2200
44	2250 X 2250
45	2300 X 2300
46	2350 X 2350
47	2400 X 2400
48	2450 X 2450
49	2500 X 2500
50	2550 X 2550
51	2600 X 2600
52	2650 X 2650
53	2700 X 2700
54	2750 X 2750
55	2800 X 2800
56	2850 X 2850
57	2900 X 2900
58	2950 X 2950
59	3000 X 3000
60	3050 X 3050
61	3100 X 3100
62	3150 X 3150
63	3200 X 3200
64	3250 X 3250
65	3300 X 3300
66	3350 X 3350
67	3400 X 3400
68	3450 X 3450
69	3500 X 3500
70	3550 X 3550
71	3600 X 3600
72	3650 X 3650
73	3700 X 3700
74	3750 X 3750
75	3800 X 3800
76	3850 X 3850
77	3900 X 3900
78	3950 X 3950
79	4000 X 4000
80	4050 X 4050
81	4100 X 4100
82	4150 X 4150
83	4200 X 4200
84	4250 X 4250
85	4300 X 4300
86	4350 X 4350
87	4400 X 4400
88	4450 X 4450
89	4500 X 4500
90	4550 X 4550
91	4600 X 4600
92	4650 X 4650
93	4700 X 4700
94	4750 X 4750
95	4800 X 4800
96	4850 X 4850
97	4900 X 4900
98	4950 X 4950
99	5000 X 5000
100	5050 X 5050
101	5100 X 5100
102	5150 X 5150
103	5200 X 5200
104	5250 X 5250
105	5300 X 5300
106	5350 X 5350
107	5400 X 5400
108	5450 X 5450
109	5500 X 5500
110	5550 X 5550
111	5600 X 5600
112	5650 X 5650
113	5700 X 5700
114	5750 X 5750
115	5800 X 5800
116	5850 X 5850
117	5900 X 5900
118	5950 X 5950
119	6000 X 6000
120	6050 X 6050
121	6100 X 6100
122	6150 X 6150
123	6200 X 6200
124	6250 X 6250
125	6300 X 6300
126	6350 X 6350
127	6400 X 6400
128	6450 X 6450
129	6500 X 6500
130	6550 X 6550
131	6600 X 6600
132	6650 X 6650
133	6700 X 6700
134	6750 X 6750
135	6800 X 6800
136	6850 X 6850
137	6900 X 6900
138	6950 X 6950
139	7000 X 7000
140	7050 X 7050
141	7100 X 7100
142	7150 X 7150
143	7200 X 7200
144	7250 X 7250
145	7300 X 7300
146	7350 X 7350
147	7400 X 7400
148	7450 X 7450
149	7500 X 7500
150	7550 X 7550
151	7600 X 7600
152	7650 X 7650
153	7700 X 7700
154	7750 X 7750
155	7800 X 7800
156	7850 X 7850
157	7900 X 7900
158	7950 X 7950
159	8000 X 8000
160	8050 X 8050
161	8100 X 8100
162	8150 X 8150
163	8200 X 8200
164	8250 X 8250
165	8300 X 8300
166	8350 X 8350
167	8400 X 8400
168	8450 X 8450
169	8500 X 8500
170	8550 X 8550
171	8600 X 8600
172	8650 X 8650
173	8700 X 8700
174	8750 X 8750
175	8800 X 8800
176	8850 X 8850
177	8900 X 8900
178	8950 X 8950
179	9000 X 9000
180	9050 X 9050
181	9100 X 9100
182	9150 X 9150
183	9200 X 9200
184	9250 X 9250
185	9300 X 9300
186	9350 X 9350
187	9400 X 9400
188	9450 X 9450
189	9500 X 9500
190	9550 X 9550
191	9600 X 9600
192	9650 X 9650
193	9700 X 9700
194	9750 X 9750
195	9800 X 9800
196	9850 X 9850
197	9900 X 9900
198	9950 X 9950
199	10000 X 10000

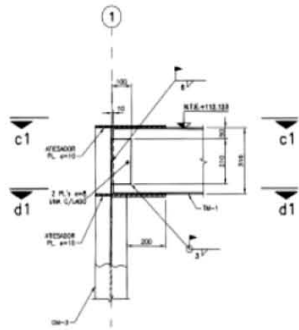


1	PROYECTISTA	FECHA
2	PROYECTISTA	FECHA
3	PROYECTISTA	FECHA
4	PROYECTISTA	FECHA
5	PROYECTISTA	FECHA
6	PROYECTISTA	FECHA
7	PROYECTISTA	FECHA
8	PROYECTISTA	FECHA
9	PROYECTISTA	FECHA
10	PROYECTISTA	FECHA
11	PROYECTISTA	FECHA
12	PROYECTISTA	FECHA
13	PROYECTISTA	FECHA
14	PROYECTISTA	FECHA
15	PROYECTISTA	FECHA
16	PROYECTISTA	FECHA
17	PROYECTISTA	FECHA
18	PROYECTISTA	FECHA
19	PROYECTISTA	FECHA
20	PROYECTISTA	FECHA

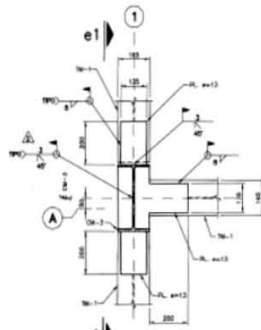
**COOPERATIVA LA CRUZ AZUL, S.C.L.**  
 MEDIANTE DE ALFONSO PROYECTOR  
**PLANO AUTORIZADO PARA CONSTRUCCION**  
 FECHA 13-08-2015  
 NO. 1117  
 RE. 1117

**COOPERATIVA LA CRUZ AZUL, S.C.L.**  
 CRUZ AZUL, HGO.  
 CONSTRUIR  
 CONSTRUCCION DE EDIFICIO DE CARBON  
 EDIFICIO DE TOLMAS (MARCOS)  
 DETALLES 4 AL 6 Y CORTES

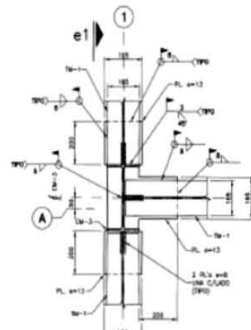
PROYECTISTA: [ ] FECHA: [ ] NO. 1117  
 RE. 1117  
 No. 517405-05 | 2014 | 03 | 10 | 1



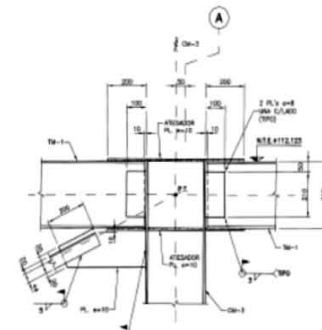
DETALLE-13



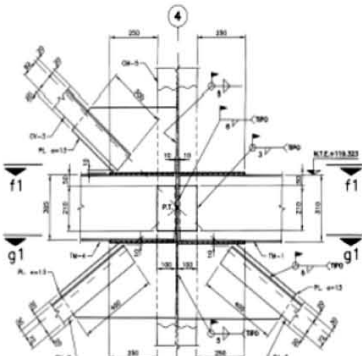
CORTE c1-c1



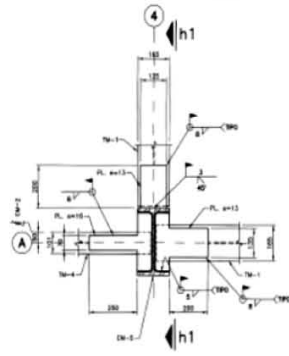
CORTE d1-d1



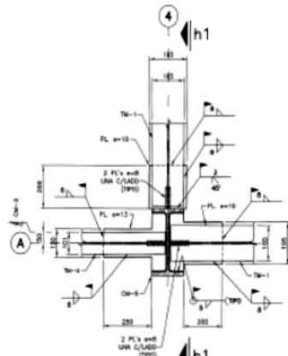
CORTE e1-e1



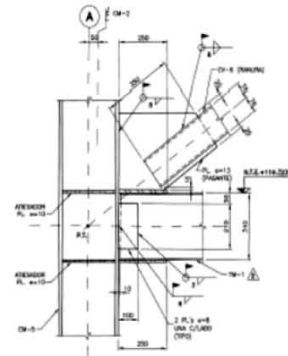
DETALLE-14



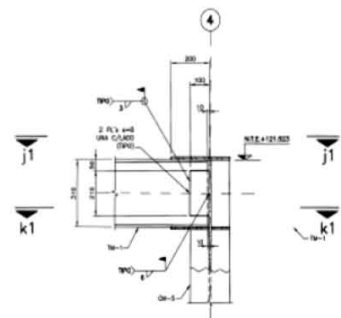
CORTE f1-f1



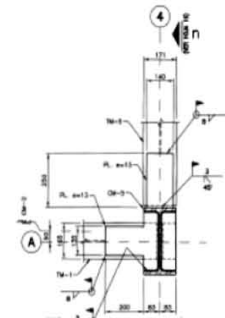
CORTE g1-g1



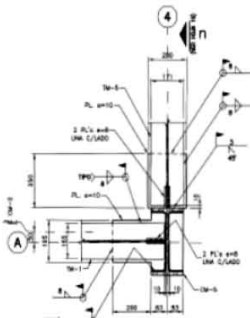
CORTE h1-h1



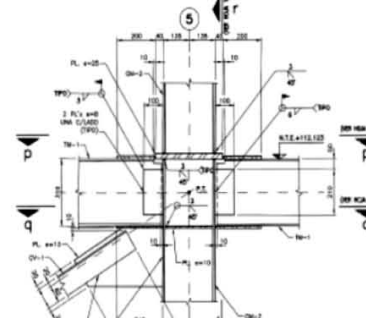
DETALLE-15



CORTE j1-j1



CORTE k1-k1



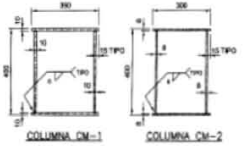
DETALLE-16

**NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA**

- 1.- ACOBACION EN MATERIAL, UNIDAD EN METROS.
- 2.- ESPECIFICACION DE MATERIALES
  - (\*) ACERO EN PLACA Y PERFILES LAMINADOS TPO ASTM A-36
  - (\*) ACERO EN PERFILES LIGEROS MIN-100 (CON Fy = 355 kg/cm<sup>2</sup>)
  - (\*) ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO (CON Fy = 355 kg/cm<sup>2</sup>)
  - (\*) ACERO EN ANGULOS TPO ASTM A-36 (Fy = 355 kg/cm<sup>2</sup>)
  - (\*) ACERO EN ANGULOS TPO ASTM A-36 (Fy = 355 kg/cm<sup>2</sup>)
  - (\*) ELECTRODOS RECUBIERTOS TPO E-60 E-70.
- 3.- ESTE PLANO TIENE DE BASE PARA LA ELABORACION DE LOS PLANOS DE ERIGIR Y MONTAJE.
- 4.- LAS SOLUCIONES DE MONTAJE DEBEN TENERSE EN CUENTA Y RESERVARSE (SI) MATERIAL NEC.
- 5.- LOS TIPO DE SOLDADURAS EMPLEADAS SON DE LA ANEX.
- 6.- LAS SOLUCIONES DE MONTAJE POR LAS ESPECIFICACIONES DE LA ANEX.
- 7.- EL FABRICANTE DE LA ESTRUCTURA DEBEN PROPORCIONAR UN CERTIFICADO DE CALIDAD DE LOS MATERIALES EMPLEADOS.
- 8.- LA DISTRIBUCION DE LOS PERFILES CORRESPONDE AL MARCA "BOK".

**TABLA DE PERFILES**

MARCA	DESCRIPCION
CM-1	100 x 100 x 8
CM-2	100 x 100 x 8
CM-3	100 x 100 x 8
CM-4	100 x 100 x 8
CM-5	100 x 100 x 8
CM-6	100 x 100 x 8
CM-7	100 x 100 x 8
CM-8	100 x 100 x 8
CM-9	100 x 100 x 8
CM-10	100 x 100 x 8
CM-11	100 x 100 x 8
CM-12	100 x 100 x 8
CM-13	100 x 100 x 8
CM-14	100 x 100 x 8
CM-15	100 x 100 x 8
CM-16	100 x 100 x 8
CM-17	100 x 100 x 8
CM-18	100 x 100 x 8
CM-19	100 x 100 x 8
CM-20	100 x 100 x 8
CM-21	100 x 100 x 8
CM-22	100 x 100 x 8
CM-23	100 x 100 x 8
CM-24	100 x 100 x 8
CM-25	100 x 100 x 8
CM-26	100 x 100 x 8
CM-27	100 x 100 x 8
CM-28	100 x 100 x 8
CM-29	100 x 100 x 8
CM-30	100 x 100 x 8
CM-31	100 x 100 x 8
CM-32	100 x 100 x 8
CM-33	100 x 100 x 8
CM-34	100 x 100 x 8
CM-35	100 x 100 x 8
CM-36	100 x 100 x 8
CM-37	100 x 100 x 8
CM-38	100 x 100 x 8
CM-39	100 x 100 x 8
CM-40	100 x 100 x 8
CM-41	100 x 100 x 8
CM-42	100 x 100 x 8
CM-43	100 x 100 x 8
CM-44	100 x 100 x 8
CM-45	100 x 100 x 8
CM-46	100 x 100 x 8
CM-47	100 x 100 x 8
CM-48	100 x 100 x 8
CM-49	100 x 100 x 8
CM-50	100 x 100 x 8



1. METRO	UNIDAD EN METROS	UNIDAD
2. METRO	UNIDAD EN METROS	UNIDAD
3. METRO	UNIDAD EN METROS	UNIDAD
4. METRO	UNIDAD EN METROS	UNIDAD
5. METRO	UNIDAD EN METROS	UNIDAD
6. METRO	UNIDAD EN METROS	UNIDAD

**LA CRUZ AZUL S.C.L.**  
GERENCIA DE NUEVOS PROYECTOS

**PLANO AUTORIZADO PARA CONSTRUCCION**

Fecha: 14-ENERO-2015  
Proyecto: COMBUSTIBLES  
Escala: 1:100  
Dibujante: M. J. J. J.

**COOPERATIVA LA CRUZ AZUL, S. C. L.**

CRUZ AZUL, HGO.

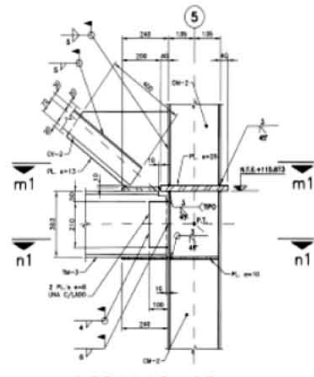
COMBUSTIBLES

DOFICACION DE COQUE - CARBON

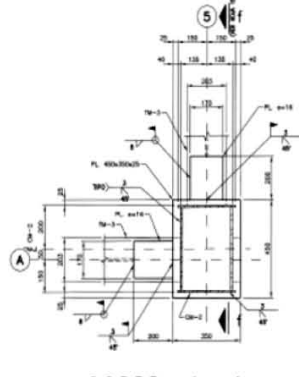
EDIFICIO DE TOLVAS (MARCO)

DETALLES 13 AL 16 Y CORTES

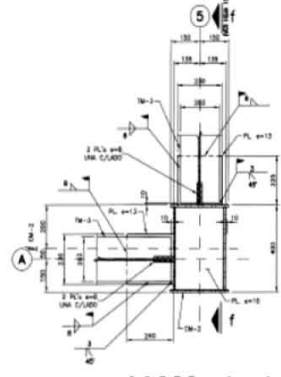
Proyecto:	COMBUSTIBLES	Cantidad:	100.000	Fecha:	14-ENERO-2015
Uso:	COMBUSTIBLES	Aut. Por:	110	Fecha:	14-ENERO-2015
No.:	51-7405-05	1	2014	03	18



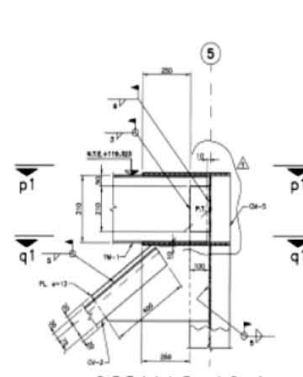
DETALLE-17



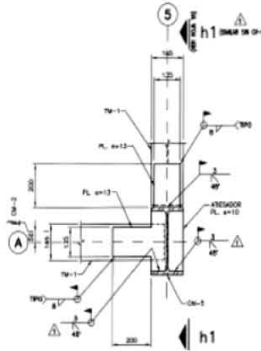
CORTE m1-m1



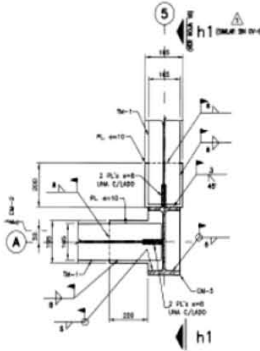
CORTE n1-n1



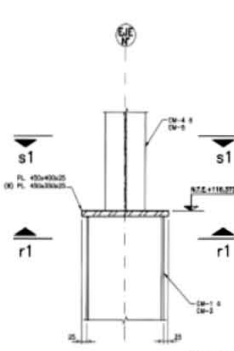
DETALLE-18



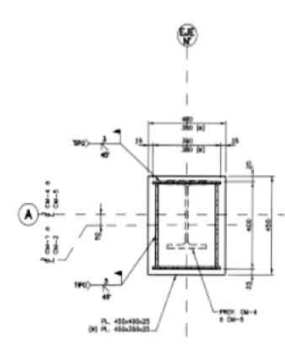
CORTE p1-p1



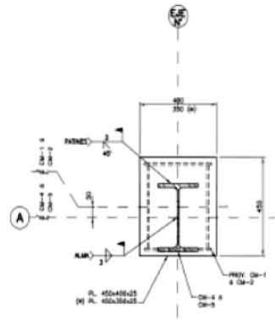
CORTE q1-q1



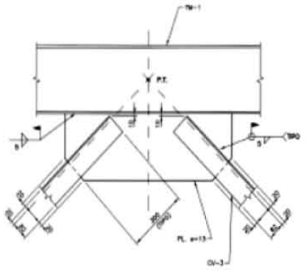
DETALLE-19



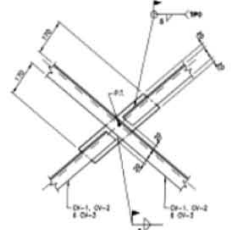
CORTE r1-r1



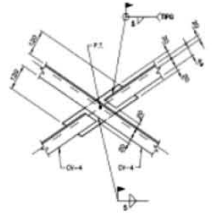
CORTE s1-s1



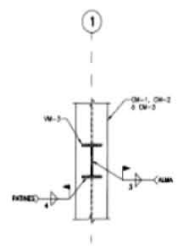
DETALLE-20



DETALLE-21



DETALLE-22

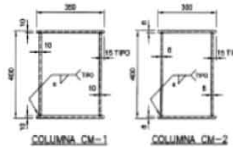


DETALLE-23

**NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA**

- 1.- APLICACION DE MATERIALES Y METODOS
- 2.- ESPECIFICACION DE MATERIALES:
  - (A)- ACERO EN PLACAS Y PERFILES UNIFORMES TIPO ASTM A-36.
  - (B)- ACERO EN PERFILES UNIFORMES NOB-TEN (CON  $F_y = 355 \text{ kg/cm}^2$ ).
  - (C)- ACERO EN PERFILES TUBERIALES PFR (CON  $F_y = 355 \text{ kg/cm}^2$ ).
  - (D)- ACERO EN ANCLAS TIPO ASTM A-307/A<sub>307</sub>A<sub>1</sub>  $F_y = 355 \text{ kg/cm}^2$ .
  - (E)- ACERO EN ANCLAS TIPO ASTM A-307/A<sub>307</sub>A<sub>1</sub>  $F_y = 505 \text{ kg/cm}^2$ .
  - (F)- ELECTRODOS REQUERIDOS EPO-E-80 0-10.
- 3.- ESTE PLANO TIENE DE BASE PARA LA DETERMINACION DE LOS PLANOS DE FORMACION Y MONTAJE.
- 4.- LAS SOLDADURAS DE HANNA DEBERAN TENERSE EN CUENTA, PLANAS O REQUERIDAS DE NITRINA, BOND.
- 5.- LOS ANCLAJES DE BARRAS DEBERAN SER DE LA A.B.A.
- 6.- LAS SOLDADURAS DE NUBEN POR LAS ESPECIFICACIONES DE LA A.B.A.
- 7.- G. ELEMENTOS DE LA ESTRUCTURA DEBERAN INDICAR EN UN ORDEN DE CANTIDAD DE LOS MATERIALES EMPLEADOS.
- 8.- LA DESIGNACION DE LOS PERFILES CORRESPONDE AL METODO "RCS".

SECCION	DESCRIPCION
CM-1	VER SECCION
CM-2	VER SECCION
CM-3	Ø 100 x 307 kg/cm <sup>2</sup>
CM-4	Ø 125 x 332 kg/cm <sup>2</sup>
CM-5	Ø 150 x 443 kg/cm <sup>2</sup>
CM-6	Ø 200 x 588 kg/cm <sup>2</sup>
CM-7	Ø 250 x 733 kg/cm <sup>2</sup>
CM-8	Ø 300 x 877 kg/cm <sup>2</sup>
CM-9	Ø 350 x 1022 kg/cm <sup>2</sup>
CM-10	Ø 400 x 1166 kg/cm <sup>2</sup>
CM-11	Ø 450 x 1310 kg/cm <sup>2</sup>
CM-12	Ø 500 x 1454 kg/cm <sup>2</sup>
CM-13	Ø 550 x 1598 kg/cm <sup>2</sup>
CM-14	Ø 600 x 1742 kg/cm <sup>2</sup>
CM-15	Ø 650 x 1886 kg/cm <sup>2</sup>
CM-16	Ø 700 x 2030 kg/cm <sup>2</sup>
CM-17	Ø 750 x 2174 kg/cm <sup>2</sup>
CM-18	Ø 800 x 2318 kg/cm <sup>2</sup>
CM-19	Ø 850 x 2462 kg/cm <sup>2</sup>
CM-20	Ø 900 x 2606 kg/cm <sup>2</sup>
CM-21	Ø 950 x 2750 kg/cm <sup>2</sup>
CM-22	Ø 1000 x 2894 kg/cm <sup>2</sup>
CM-23	Ø 1050 x 3038 kg/cm <sup>2</sup>
CM-24	Ø 1100 x 3182 kg/cm <sup>2</sup>
CM-25	Ø 1150 x 3326 kg/cm <sup>2</sup>
CM-26	Ø 1200 x 3470 kg/cm <sup>2</sup>
CM-27	Ø 1250 x 3614 kg/cm <sup>2</sup>
CM-28	Ø 1300 x 3758 kg/cm <sup>2</sup>
CM-29	Ø 1350 x 3902 kg/cm <sup>2</sup>
CM-30	Ø 1400 x 4046 kg/cm <sup>2</sup>
CM-31	Ø 1450 x 4190 kg/cm <sup>2</sup>
CM-32	Ø 1500 x 4334 kg/cm <sup>2</sup>
CM-33	Ø 1550 x 4478 kg/cm <sup>2</sup>
CM-34	Ø 1600 x 4622 kg/cm <sup>2</sup>
CM-35	Ø 1650 x 4766 kg/cm <sup>2</sup>
CM-36	Ø 1700 x 4910 kg/cm <sup>2</sup>
CM-37	Ø 1750 x 5054 kg/cm <sup>2</sup>
CM-38	Ø 1800 x 5198 kg/cm <sup>2</sup>
CM-39	Ø 1850 x 5342 kg/cm <sup>2</sup>
CM-40	Ø 1900 x 5486 kg/cm <sup>2</sup>
CM-41	Ø 1950 x 5630 kg/cm <sup>2</sup>
CM-42	Ø 2000 x 5774 kg/cm <sup>2</sup>
CM-43	Ø 2050 x 5918 kg/cm <sup>2</sup>
CM-44	Ø 2100 x 6062 kg/cm <sup>2</sup>
CM-45	Ø 2150 x 6206 kg/cm <sup>2</sup>
CM-46	Ø 2200 x 6350 kg/cm <sup>2</sup>
CM-47	Ø 2250 x 6494 kg/cm <sup>2</sup>
CM-48	Ø 2300 x 6638 kg/cm <sup>2</sup>
CM-49	Ø 2350 x 6782 kg/cm <sup>2</sup>
CM-50	Ø 2400 x 6926 kg/cm <sup>2</sup>
CM-51	Ø 2450 x 7070 kg/cm <sup>2</sup>
CM-52	Ø 2500 x 7214 kg/cm <sup>2</sup>
CM-53	Ø 2550 x 7358 kg/cm <sup>2</sup>
CM-54	Ø 2600 x 7502 kg/cm <sup>2</sup>
CM-55	Ø 2650 x 7646 kg/cm <sup>2</sup>
CM-56	Ø 2700 x 7790 kg/cm <sup>2</sup>
CM-57	Ø 2750 x 7934 kg/cm <sup>2</sup>
CM-58	Ø 2800 x 8078 kg/cm <sup>2</sup>
CM-59	Ø 2850 x 8222 kg/cm <sup>2</sup>
CM-60	Ø 2900 x 8366 kg/cm <sup>2</sup>
CM-61	Ø 2950 x 8510 kg/cm <sup>2</sup>
CM-62	Ø 3000 x 8654 kg/cm <sup>2</sup>
CM-63	Ø 3050 x 8798 kg/cm <sup>2</sup>
CM-64	Ø 3100 x 8942 kg/cm <sup>2</sup>
CM-65	Ø 3150 x 9086 kg/cm <sup>2</sup>
CM-66	Ø 3200 x 9230 kg/cm <sup>2</sup>
CM-67	Ø 3250 x 9374 kg/cm <sup>2</sup>
CM-68	Ø 3300 x 9518 kg/cm <sup>2</sup>
CM-69	Ø 3350 x 9662 kg/cm <sup>2</sup>
CM-70	Ø 3400 x 9806 kg/cm <sup>2</sup>
CM-71	Ø 3450 x 9950 kg/cm <sup>2</sup>
CM-72	Ø 3500 x 10094 kg/cm <sup>2</sup>
CM-73	Ø 3550 x 10238 kg/cm <sup>2</sup>
CM-74	Ø 3600 x 10382 kg/cm <sup>2</sup>
CM-75	Ø 3650 x 10526 kg/cm <sup>2</sup>
CM-76	Ø 3700 x 10670 kg/cm <sup>2</sup>
CM-77	Ø 3750 x 10814 kg/cm <sup>2</sup>
CM-78	Ø 3800 x 10958 kg/cm <sup>2</sup>
CM-79	Ø 3850 x 11102 kg/cm <sup>2</sup>
CM-80	Ø 3900 x 11246 kg/cm <sup>2</sup>
CM-81	Ø 3950 x 11390 kg/cm <sup>2</sup>
CM-82	Ø 4000 x 11534 kg/cm <sup>2</sup>
CM-83	Ø 4050 x 11678 kg/cm <sup>2</sup>
CM-84	Ø 4100 x 11822 kg/cm <sup>2</sup>
CM-85	Ø 4150 x 11966 kg/cm <sup>2</sup>
CM-86	Ø 4200 x 12110 kg/cm <sup>2</sup>
CM-87	Ø 4250 x 12254 kg/cm <sup>2</sup>
CM-88	Ø 4300 x 12398 kg/cm <sup>2</sup>
CM-89	Ø 4350 x 12542 kg/cm <sup>2</sup>
CM-90	Ø 4400 x 12686 kg/cm <sup>2</sup>
CM-91	Ø 4450 x 12830 kg/cm <sup>2</sup>
CM-92	Ø 4500 x 12974 kg/cm <sup>2</sup>
CM-93	Ø 4550 x 13118 kg/cm <sup>2</sup>
CM-94	Ø 4600 x 13262 kg/cm <sup>2</sup>
CM-95	Ø 4650 x 13406 kg/cm <sup>2</sup>
CM-96	Ø 4700 x 13550 kg/cm <sup>2</sup>
CM-97	Ø 4750 x 13694 kg/cm <sup>2</sup>
CM-98	Ø 4800 x 13838 kg/cm <sup>2</sup>
CM-99	Ø 4850 x 13982 kg/cm <sup>2</sup>
CM-100	Ø 4900 x 14126 kg/cm <sup>2</sup>
CM-101	Ø 4950 x 14270 kg/cm <sup>2</sup>
CM-102	Ø 5000 x 14414 kg/cm <sup>2</sup>
CM-103	Ø 5050 x 14558 kg/cm <sup>2</sup>
CM-104	Ø 5100 x 14702 kg/cm <sup>2</sup>
CM-105	Ø 5150 x 14846 kg/cm <sup>2</sup>
CM-106	Ø 5200 x 14990 kg/cm <sup>2</sup>
CM-107	Ø 5250 x 15134 kg/cm <sup>2</sup>
CM-108	Ø 5300 x 15278 kg/cm <sup>2</sup>
CM-109	Ø 5350 x 15422 kg/cm <sup>2</sup>
CM-110	Ø 5400 x 15566 kg/cm <sup>2</sup>
CM-111	Ø 5450 x 15710 kg/cm <sup>2</sup>
CM-112	Ø 5500 x 15854 kg/cm <sup>2</sup>
CM-113	Ø 5550 x 15998 kg/cm <sup>2</sup>
CM-114	Ø 5600 x 16142 kg/cm <sup>2</sup>
CM-115	Ø 5650 x 16286 kg/cm <sup>2</sup>
CM-116	Ø 5700 x 16430 kg/cm <sup>2</sup>
CM-117	Ø 5750 x 16574 kg/cm <sup>2</sup>
CM-118	Ø 5800 x 16718 kg/cm <sup>2</sup>
CM-119	Ø 5850 x 16862 kg/cm <sup>2</sup>
CM-120	Ø 5900 x 17006 kg/cm <sup>2</sup>
CM-121	Ø 5950 x 17150 kg/cm <sup>2</sup>
CM-122	Ø 6000 x 17294 kg/cm <sup>2</sup>
CM-123	Ø 6050 x 17438 kg/cm <sup>2</sup>
CM-124	Ø 6100 x 17582 kg/cm <sup>2</sup>
CM-125	Ø 6150 x 17726 kg/cm <sup>2</sup>
CM-126	Ø 6200 x 17870 kg/cm <sup>2</sup>
CM-127	Ø 6250 x 18014 kg/cm <sup>2</sup>
CM-128	Ø 6300 x 18158 kg/cm <sup>2</sup>
CM-129	Ø 6350 x 18302 kg/cm <sup>2</sup>
CM-130	Ø 6400 x 18446 kg/cm <sup>2</sup>
CM-131	Ø 6450 x 18590 kg/cm <sup>2</sup>
CM-132	Ø 6500 x 18734 kg/cm <sup>2</sup>
CM-133	Ø 6550 x 18878 kg/cm <sup>2</sup>
CM-134	Ø 6600 x 19022 kg/cm <sup>2</sup>
CM-135	Ø 6650 x 19166 kg/cm <sup>2</sup>
CM-136	Ø 6700 x 19310 kg/cm <sup>2</sup>
CM-137	Ø 6750 x 19454 kg/cm <sup>2</sup>
CM-138	Ø 6800 x 19598 kg/cm <sup>2</sup>
CM-139	Ø 6850 x 19742 kg/cm <sup>2</sup>
CM-140	Ø 6900 x 19886 kg/cm <sup>2</sup>
CM-141	Ø 6950 x 20030 kg/cm <sup>2</sup>
CM-142	Ø 7000 x 20174 kg/cm <sup>2</sup>
CM-143	Ø 7050 x 20318 kg/cm <sup>2</sup>
CM-144	Ø 7100 x 20462 kg/cm <sup>2</sup>
CM-145	Ø 7150 x 20606 kg/cm <sup>2</sup>
CM-146	Ø 7200 x 20750 kg/cm <sup>2</sup>
CM-147	Ø 7250 x 20894 kg/cm <sup>2</sup>
CM-148	Ø 7300 x 21038 kg/cm <sup>2</sup>
CM-149	Ø 7350 x 21182 kg/cm <sup>2</sup>
CM-150	Ø 7400 x 21326 kg/cm <sup>2</sup>
CM-151	Ø 7450 x 21470 kg/cm <sup>2</sup>
CM-152	Ø 7500 x 21614 kg/cm <sup>2</sup>
CM-153	Ø 7550 x 21758 kg/cm <sup>2</sup>
CM-154	Ø 7600 x 21902 kg/cm <sup>2</sup>
CM-155	Ø 7650 x 22046 kg/cm <sup>2</sup>
CM-156	Ø 7700 x 22190 kg/cm <sup>2</sup>
CM-157	Ø 7750 x 22334 kg/cm <sup>2</sup>
CM-158	Ø 7800 x 22478 kg/cm <sup>2</sup>
CM-159	Ø 7850 x 22622 kg/cm <sup>2</sup>
CM-160	Ø 7900 x 22766 kg/cm <sup>2</sup>
CM-161	Ø 7950 x 22910 kg/cm <sup>2</sup>
CM-162	Ø 8000 x 23054 kg/cm <sup>2</sup>
CM-163	Ø 8050 x 23198 kg/cm <sup>2</sup>
CM-164	Ø 8100 x 23342 kg/cm <sup>2</sup>
CM-165	Ø 8150 x 23486 kg/cm <sup>2</sup>
CM-166	Ø 8200 x 23630 kg/cm <sup>2</sup>
CM-167	Ø 8250 x 23774 kg/cm <sup>2</sup>
CM-168	Ø 8300 x 23918 kg/cm <sup>2</sup>
CM-169	Ø 8350 x 24062 kg/cm <sup>2</sup>
CM-170	Ø 8400 x 24206 kg/cm <sup>2</sup>
CM-171	Ø 8450 x 24350 kg/cm <sup>2</sup>
CM-172	Ø 8500 x 24494 kg/cm <sup>2</sup>
CM-173	Ø 8550 x 24638 kg/cm <sup>2</sup>
CM-174	Ø 8600 x 24782 kg/cm <sup>2</sup>
CM-175	Ø 8650 x 24926 kg/cm <sup>2</sup>
CM-176	Ø 8700 x 25070 kg/cm <sup>2</sup>
CM-177	Ø 8750 x 25214 kg/cm <sup>2</sup>
CM-178	Ø 8800 x 25358 kg/cm <sup>2</sup>
CM-179	Ø 8850 x 25502 kg/cm <sup>2</sup>
CM-180	Ø 8900 x 25646 kg/cm <sup>2</sup>
CM-181	Ø 8950 x 25790 kg/cm <sup>2</sup>
CM-182	Ø 9000 x 25934 kg/cm <sup>2</sup>
CM-183	Ø 9050 x 26078 kg/cm <sup>2</sup>
CM-184	Ø 9100 x 26222 kg/cm <sup>2</sup>
CM-185	Ø 9150 x 26366 kg/cm <sup>2</sup>
CM-186	Ø 9200 x 26510 kg/cm <sup>2</sup>
CM-187	Ø 9250 x 26654 kg/cm <sup>2</sup>
CM-188	Ø 9300 x 26798 kg/cm <sup>2</sup>
CM-189	Ø 9350 x 26942 kg/cm <sup>2</sup>
CM-190	Ø 9400 x 27086 kg/cm <sup>2</sup>
CM-191	Ø 9450 x 27230 kg/cm <sup>2</sup>
CM-192	Ø 9500 x 27374 kg/cm <sup>2</sup>
CM-193	Ø 9550 x 27518 kg/cm <sup>2</sup>
CM-194	Ø 9600 x 27662 kg/cm <sup>2</sup>
CM-195	Ø 9650 x 27806 kg/cm <sup>2</sup>
CM-196	Ø 9700 x 27950 kg/cm <sup>2</sup>
CM-197	Ø 9750 x 28094 kg/cm <sup>2</sup>
CM-198	Ø 9800 x 28238 kg/cm <sup>2</sup>
CM-199	Ø 9850 x 28382 kg/cm <sup>2</sup>
CM-200	Ø 9900 x 28526 kg/cm <sup>2</sup>
CM-201	Ø 9950 x 28670 kg/cm <sup>2</sup>
CM-202	Ø 10000 x 28814 kg/cm <sup>2</sup>



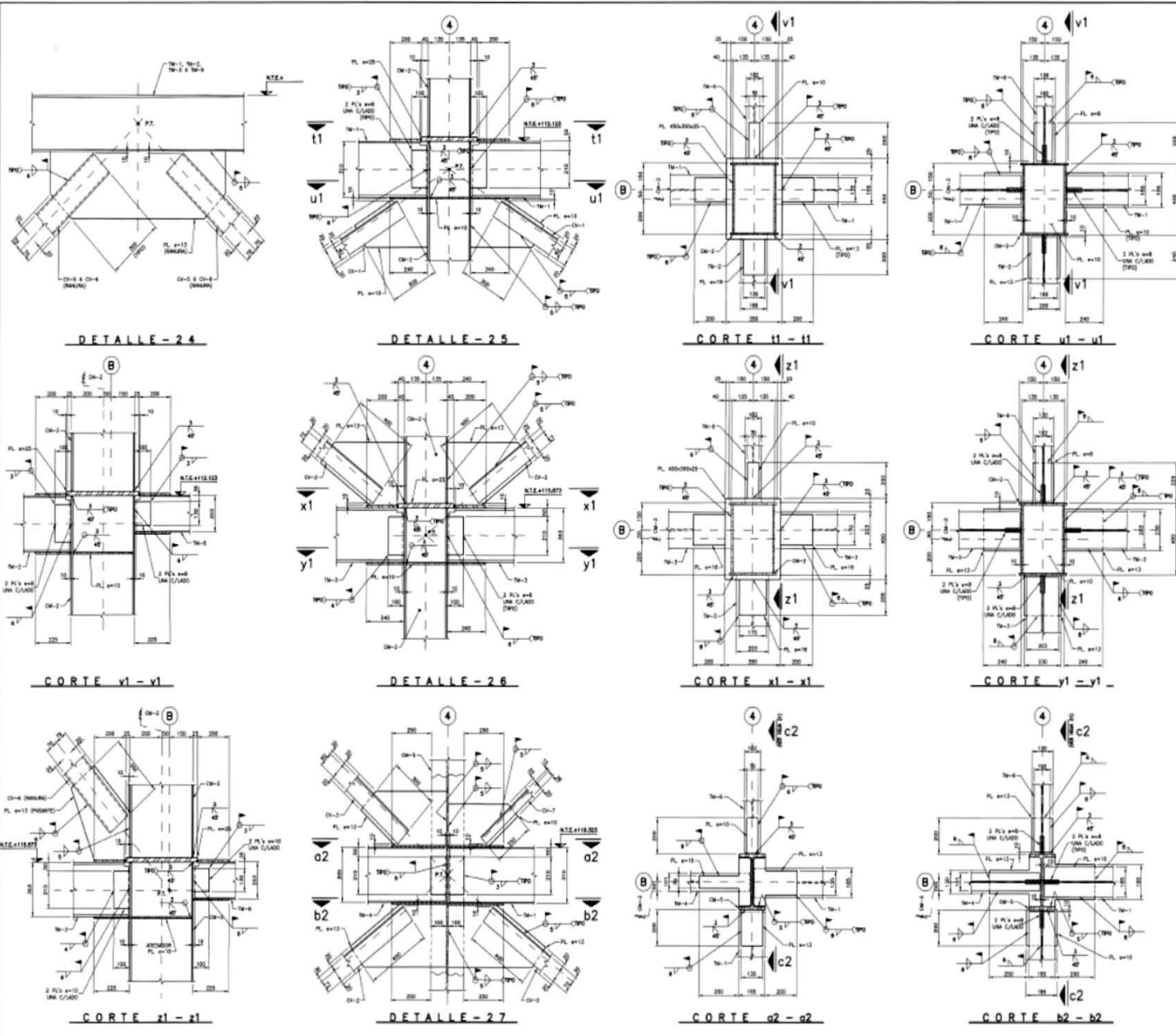
NO.	FECHA	DESCRIPCION	ELABORADO	REVISADO
1	19/05/2015	COMPLETO		
2	22/05/2015	REVISADO		

**COOPERATIVA LA CRUZ AZUL S.C.L.**  
 INGENIERIA DE ESTRUCTURAS  
**PLANO AUTORIZADO PARA CONSTRUCCION**  
 Fecha: 14-05-2015 No. PZ: 1101  
 Proy.: 1101 No. S: 1101  
 No. S: 1101 No. S: 1101

**COOPERATIVA LA CRUZ AZUL S.C.L.**  
**CRUZ AZUL, HGO.**  
 COMBUSTIBLES  
 DOBIFICACION DE COQUE: CARBON  
 EDIFICIO DE TOLVAS (MARCOS)  
 DETALLES 17 AL 23 Y CORTES

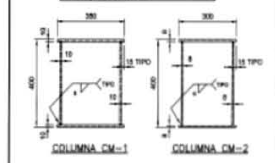
Proyeto:	NO. LIC. 11	CAJAS:	NO. A.P.A.	NO. S: 1101
Diseno:	CHAO	NO. PLAN:	1101	FECHA: 05/05/2015
No. S: 1101	NO. S: 1101	NO. S: 1101	NO. S: 1101	NO. S: 1101
No. S: 1101	NO. S: 1101	NO. S: 1101	NO. S: 1101	NO. S: 1101





- NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA**
- 1.- ADOSADOS EN MILIMETROS, UNIDADES EN METROS.
  - 2.- ESPECIFICACION DE MATERIALES:
    - a) - ACERO EN PLACAS Y PERFILES LAMINADOS 3900 ASTM A-36
    - b) - ACERO EN PERFILES LAMINADOS HEAVY-SECTION CON  $F_y = 355 \text{ kg/cm}^2$
    - c) - ACERO EN PERFILES TUBERIALES PER CON  $F_y = 355 \text{ kg/cm}^2$
    - d) - ACERO EN ANILLOS 3900 ASTM A-36/A-36/A-36,  $F_y = 355 \text{ kg/cm}^2$
    - e) - ACERO EN ANILLOS 3900 ASTM A-36,  $F_y = 355 \text{ kg/cm}^2$
    - f) - ELECTRODO WELDING E-60 35 D 6-10
  - 3.- SERA PLANO SUPERIOR DE BASE PARA LA ELABORACION DE LOS PLANOS DE FABRICACION Y MONTAJE.
  - 4.- LAS SOLDADURAS DE HERRA ENTREGA TORCEDORA, FLANJEOS E HERRAJES DEL SISTEMA BASE.
  - 5.- LOS ANILLOS DE SOLDADURA EMPLEADOS SON DE LA A-5.
  - 6.- LAS SOLDADURAS SE REALIZAN POR LAS ESPECIFICACIONES DE LA A-5.
  - 7.- EL MONTAJE DE LA ESTRUCTURA DEBERA PROPORCIONAR UN COEFICIENTE DE CALIDAD DE LOS MATERIALES EMPLEADOS.
  - 8.- LA DENOMINACION DE LOS PERFILES CORRESPONDE AL MANUAL "AISC".

SECCION	DESCRIPCION
CM-1	4ER SECCION
CM-2	5ER SECCION
CM-3	6ER SECCION
CM-4	7ER SECCION
CM-5	8ER SECCION
CM-6	9ER SECCION
CM-7	10ER SECCION
CM-8	11ER SECCION
CM-9	12ER SECCION
CM-10	13ER SECCION
CM-11	14ER SECCION
CM-12	15ER SECCION
CM-13	16ER SECCION
CM-14	17ER SECCION
CM-15	18ER SECCION
CM-16	19ER SECCION
CM-17	20ER SECCION
CM-18	21ER SECCION
CM-19	22ER SECCION
CM-20	23ER SECCION
CM-21	24ER SECCION
CM-22	25ER SECCION
CM-23	26ER SECCION
CM-24	27ER SECCION
CM-25	28ER SECCION
CM-26	29ER SECCION
CM-27	30ER SECCION



SECCION	DESCRIPCION	UNIDAD
CM-1	2.50 x 1.00 x 8	m
CM-2	1.00 x 8	m
CM-3	1.00 x 8	m
CM-4	2.50 x 1.00 x 8	m
CM-5	2.50 x 1.00 x 13.00	m
CM-6	2.50 x 1.00 x 13.00	m
CM-7	2.50 x 1.00 x 8	m

LA COOPERATIVA LA CRUZ AZUL S.C.L. CONSTRUCCION DE ALICATOS, PAVIMENTACION

**PLANO AUTORIZADO PARA CONSTRUCCION**

Fecha: 19-OCTUBRE-2014, No. 0228

Revisado: No. 1832

**LA COOPERATIVA LA CRUZ AZUL, S. C. L.**

CRUZ AZUL, HGO.

COMBUSTIBLES

DOFICACION DE COQUE - CARBON

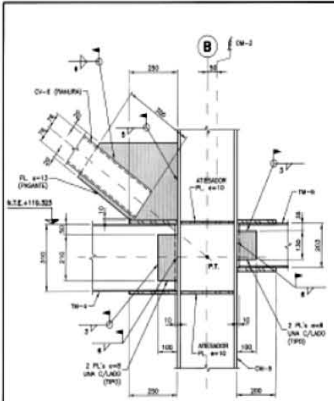
EDIFICIO DE TOLVAS (MARCOS)

DETALLES 24 AL 27 Y CORTES

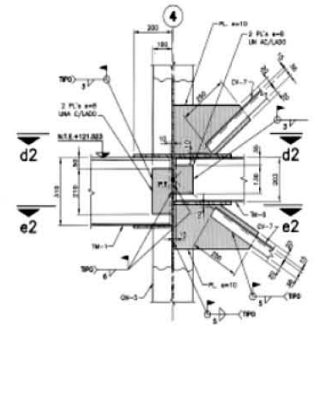
Proyecto: 002.1.0.07, Fecha: 08/05/14, Plantas: 002.1.0.07

Hoja: 0260, Rev. Plantas: 1/12, Fecha: 02/08/2014

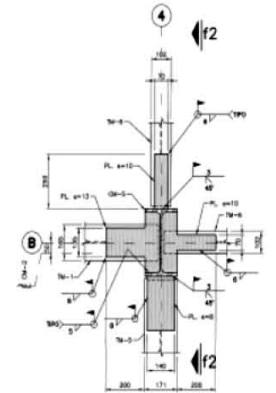
No. 51-7405-05 1 2014 03 20 0



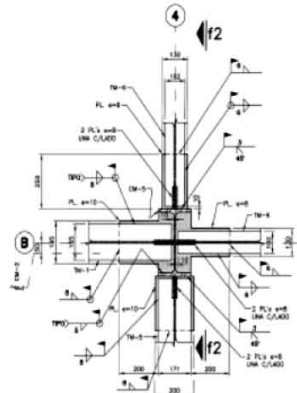
**CORTE c2 - c2**



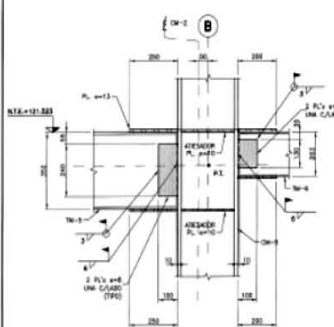
**DETALLE-28**



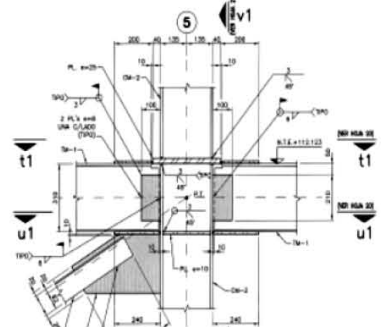
**CORTE d2 - d2**



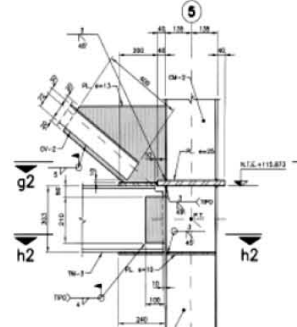
**CORTE e2 - e2**



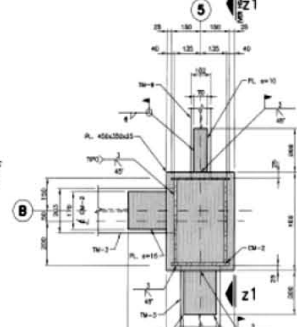
**CORTE f2 - f2**



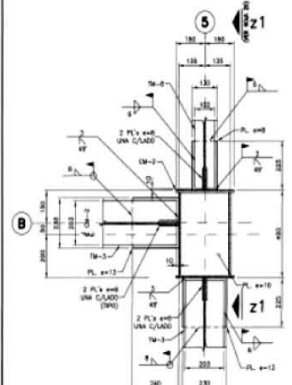
**DETALLE-29**



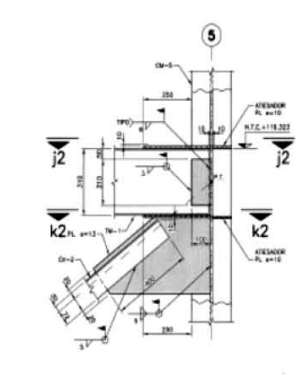
**DETALLE-30**



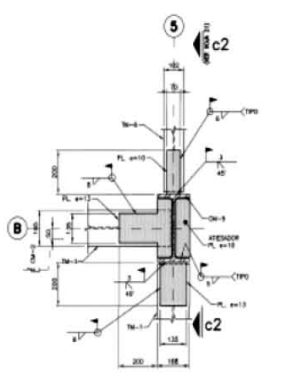
**CORTE g2 - g2**



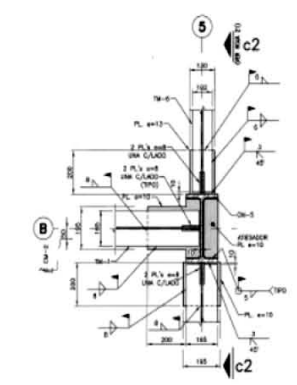
**CORTE h2 - h2**



**DETALLE-31**



**CORTE i2 - i2**

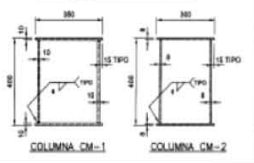


**CORTE j2 - j2**

- NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA**
- 1.- REFERENCIAS EN DIBUJOS: VER EN METROS.
  - 2.- ESPECIFICACION DE MATERIALES:
    - (A) - ACERO EN PLACAS Y PERFILES LAMINADOS TIPO ASTM A-36.
    - (B) - ACERO EN PERFILES LIGEROS TIPO ASTM A-36.
    - (C) - ACERO EN PERFILES LIGEROS TIPO ASTM A-36.
    - (D) - ACERO EN PERFILES LIGEROS TIPO ASTM A-36.
    - (E) - ACERO EN PERFILES LIGEROS TIPO ASTM A-36.
    - (F) - ACERO EN PERFILES LIGEROS TIPO ASTM A-36.
    - (G) - ACERO EN PERFILES LIGEROS TIPO ASTM A-36.
    - (H) - ACERO EN PERFILES LIGEROS TIPO ASTM A-36.
    - (I) - ACERO EN PERFILES LIGEROS TIPO ASTM A-36.
    - (J) - ACERO EN PERFILES LIGEROS TIPO ASTM A-36.
    - (K) - ACERO EN PERFILES LIGEROS TIPO ASTM A-36.
    - (L) - ACERO EN PERFILES LIGEROS TIPO ASTM A-36.
    - (M) - ACERO EN PERFILES LIGEROS TIPO ASTM A-36.
    - (N) - ACERO EN PERFILES LIGEROS TIPO ASTM A-36.
    - (O) - ACERO EN PERFILES LIGEROS TIPO ASTM A-36.
    - (P) - ACERO EN PERFILES LIGEROS TIPO ASTM A-36.
    - (Q) - ACERO EN PERFILES LIGEROS TIPO ASTM A-36.
    - (R) - ACERO EN PERFILES LIGEROS TIPO ASTM A-36.
    - (S) - ACERO EN PERFILES LIGEROS TIPO ASTM A-36.
    - (T) - ACERO EN PERFILES LIGEROS TIPO ASTM A-36.
    - (U) - ACERO EN PERFILES LIGEROS TIPO ASTM A-36.
    - (V) - ACERO EN PERFILES LIGEROS TIPO ASTM A-36.
    - (W) - ACERO EN PERFILES LIGEROS TIPO ASTM A-36.
    - (X) - ACERO EN PERFILES LIGEROS TIPO ASTM A-36.
    - (Y) - ACERO EN PERFILES LIGEROS TIPO ASTM A-36.
    - (Z) - ACERO EN PERFILES LIGEROS TIPO ASTM A-36.
  - 3.- COE PLANOS: COE DE BARRAS PARA LA CLASIFICACION DE LOS PLANOS DE FORJACION Y VENTILACION.
  - 4.- LAS SOLUCIONES DE HERRA ENTENDIENDO TUBERIAS, PLACAS O RESERVUOS DE METAL, BARRAS.
  - 5.- LOS BARRILES DE SOLDADURA ENTENDIENDO SON DE LA A-5.
  - 6.- LAS SOLUCIONES DE HERRA POR LAS ESPECIFICACIONES DE LA A-5.
  - 7.- EL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DEBERA PROPORCIONAR UN ESPESOR DE CALGAS DE LOS MATERIALES EMPLEADOS.
  - 8.- LA DESIGNACION DE LOS PERFILES CORRESPONDE AL METRO, "MM".

**TABLA DE PERFILES**

MARKA	DESCRIPCION
CM-1	VER SECCION
CM-2	VER SECCION
CM-3	W 200 x 28.7 KG/M
CM-4	W 200 x 17.8 KG/M
CM-5	W 200 x 44.5 KG/M
CM-6	W 200 x 22.8 KG/M
CM-7	W 200 x 28.7 KG/M
CM-8	W 200 x 44.5 KG/M
CM-9	W 200 x 17.8 KG/M
CM-10	W 200 x 22.8 KG/M
CM-11	W 200 x 44.5 KG/M
CM-12	W 200 x 17.8 KG/M
CM-13	W 200 x 22.8 KG/M
CM-14	W 200 x 44.5 KG/M
CM-15	W 200 x 17.8 KG/M
CM-16	W 200 x 22.8 KG/M
CM-17	W 200 x 44.5 KG/M
CM-18	W 200 x 17.8 KG/M
CM-19	W 200 x 22.8 KG/M
CM-20	W 200 x 44.5 KG/M
CM-21	W 200 x 17.8 KG/M
CM-22	W 200 x 22.8 KG/M
CM-23	W 200 x 44.5 KG/M
CM-24	W 200 x 17.8 KG/M
CM-25	W 200 x 22.8 KG/M
CM-26	W 200 x 44.5 KG/M
CM-27	W 200 x 17.8 KG/M
CM-28	W 200 x 22.8 KG/M
CM-29	W 200 x 44.5 KG/M
CM-30	W 200 x 17.8 KG/M
CM-31	W 200 x 22.8 KG/M
CM-32	W 200 x 44.5 KG/M
CM-33	W 200 x 17.8 KG/M
CM-34	W 200 x 22.8 KG/M
CM-35	W 200 x 44.5 KG/M
CM-36	W 200 x 17.8 KG/M
CM-37	W 200 x 22.8 KG/M
CM-38	W 200 x 44.5 KG/M
CM-39	W 200 x 17.8 KG/M
CM-40	W 200 x 22.8 KG/M
CM-41	W 200 x 44.5 KG/M
CM-42	W 200 x 17.8 KG/M
CM-43	W 200 x 22.8 KG/M
CM-44	W 200 x 44.5 KG/M
CM-45	W 200 x 17.8 KG/M
CM-46	W 200 x 22.8 KG/M
CM-47	W 200 x 44.5 KG/M
CM-48	W 200 x 17.8 KG/M
CM-49	W 200 x 22.8 KG/M
CM-50	W 200 x 44.5 KG/M
CM-51	W 200 x 17.8 KG/M
CM-52	W 200 x 22.8 KG/M
CM-53	W 200 x 44.5 KG/M
CM-54	W 200 x 17.8 KG/M
CM-55	W 200 x 22.8 KG/M
CM-56	W 200 x 44.5 KG/M
CM-57	W 200 x 17.8 KG/M
CM-58	W 200 x 22.8 KG/M
CM-59	W 200 x 44.5 KG/M
CM-60	W 200 x 17.8 KG/M
CM-61	W 200 x 22.8 KG/M
CM-62	W 200 x 44.5 KG/M
CM-63	W 200 x 17.8 KG/M
CM-64	W 200 x 22.8 KG/M
CM-65	W 200 x 44.5 KG/M
CM-66	W 200 x 17.8 KG/M
CM-67	W 200 x 22.8 KG/M
CM-68	W 200 x 44.5 KG/M
CM-69	W 200 x 17.8 KG/M
CM-70	W 200 x 22.8 KG/M
CM-71	W 200 x 44.5 KG/M
CM-72	W 200 x 17.8 KG/M
CM-73	W 200 x 22.8 KG/M
CM-74	W 200 x 44.5 KG/M
CM-75	W 200 x 17.8 KG/M
CM-76	W 200 x 22.8 KG/M
CM-77	W 200 x 44.5 KG/M
CM-78	W 200 x 17.8 KG/M
CM-79	W 200 x 22.8 KG/M
CM-80	W 200 x 44.5 KG/M
CM-81	W 200 x 17.8 KG/M
CM-82	W 200 x 22.8 KG/M
CM-83	W 200 x 44.5 KG/M
CM-84	W 200 x 17.8 KG/M
CM-85	W 200 x 22.8 KG/M
CM-86	W 200 x 44.5 KG/M
CM-87	W 200 x 17.8 KG/M
CM-88	W 200 x 22.8 KG/M
CM-89	W 200 x 44.5 KG/M
CM-90	W 200 x 17.8 KG/M
CM-91	W 200 x 22.8 KG/M
CM-92	W 200 x 44.5 KG/M
CM-93	W 200 x 17.8 KG/M
CM-94	W 200 x 22.8 KG/M
CM-95	W 200 x 44.5 KG/M
CM-96	W 200 x 17.8 KG/M
CM-97	W 200 x 22.8 KG/M
CM-98	W 200 x 44.5 KG/M
CM-99	W 200 x 17.8 KG/M
CM-100	W 200 x 22.8 KG/M

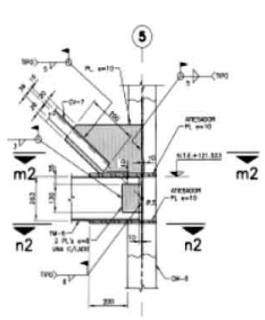


ITEM	DESCRIPCION	CALCULO
1	PROYECTO	CONSTRUCION
2	PROYECTO	CONSTRUCION
3	PROYECTO	CONSTRUCION
4	PROYECTO	CONSTRUCION
5	PROYECTO	CONSTRUCION
6	PROYECTO	CONSTRUCION
7	PROYECTO	CONSTRUCION
8	PROYECTO	CONSTRUCION
9	PROYECTO	CONSTRUCION
10	PROYECTO	CONSTRUCION

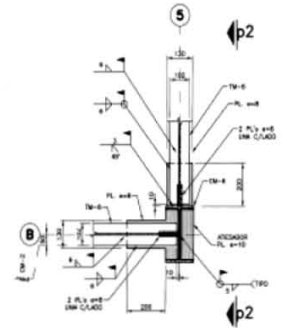
**COOPERATIVA LA CRUZ AZUL S.C.L.**  
**PLANO AUTORIZADO PARA CONSTRUCCION**  
 Fecha: 14-DIC-2015  
 No. 51-7405-05

**COOPERATIVA LA CRUZ AZUL S.C.L.**  
**CRUZ AZUL, HGO.**  
 COMBUSTIBLES  
 DOSIFICACION DE COQUE - CARBON  
 EDIFICIO DE TOLVAS (MARCOS)  
 DETALLE 28 AL 31 Y CORTES

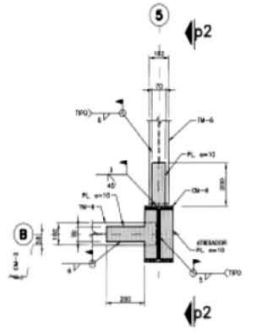
Proyecto: 51-7405-05  
 Cliente: 51-7405-05  
 Fecha: 14-DIC-2015  
 No. 51-7405-05



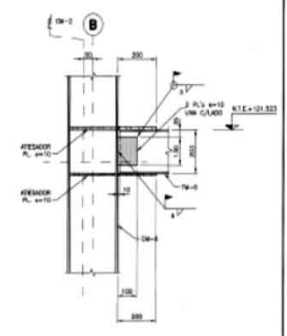
**DETALLE-32**



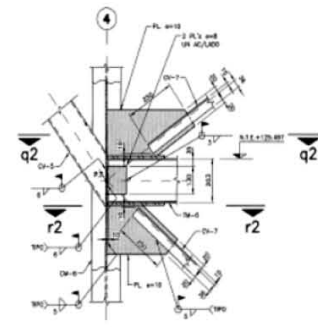
**CORTE n2 - n2**



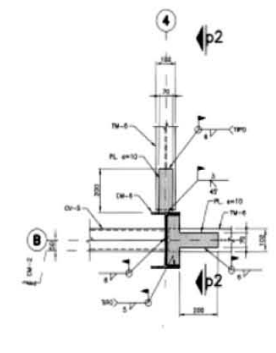
**CORTE m2 - m2**



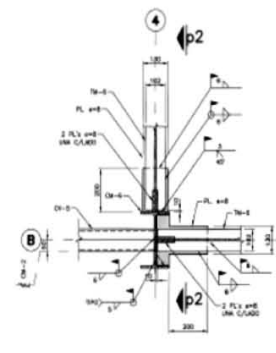
**CORTE p2 - p2**



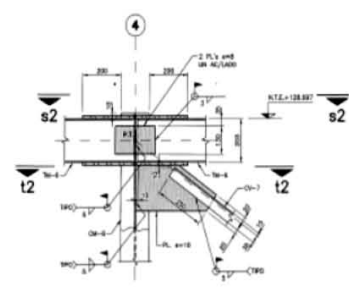
**DETALLE-33**



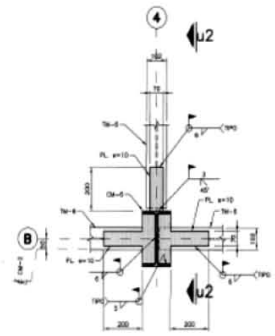
**CORTE q2 - q2**



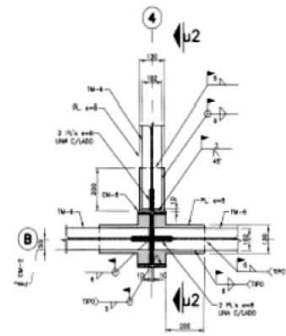
**CORTE r2 - r2**



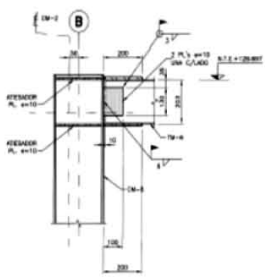
**DETALLE-34**



**CORTE u2 - u2**



**CORTE l2 - l2**



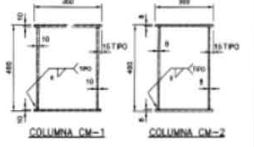
**CORTE v2 - v2**

**NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA**

- 1.- APLICACION DE METALISTAS, VIGAS DE METAL.
- 2.- ESTRUCTURACION DE VIGAS:
  - a)- ACERO EN PLANO Y PERFILES LAMINADOS TPO ASTM A-36.
  - b)- ACERO EN PERFILES LAMINADOS W8X-24 CON  $F_y = 355 \text{ kg/cm}^2$ .
  - c)- ACERO EN PERFILES TUBERIALES TPO CON  $F_y = 355 \text{ kg/cm}^2$ .
  - d)- ACERO EN PERFILES TPO ASTM A-36/A,  $F_y = 355 \text{ kg/cm}^2$ .
  - e)- ACERO EN PERFILES TPO ASTM A-36/A,  $F_y = 355 \text{ kg/cm}^2$ .
  - f)- ACERO EN PERFILES TPO ASTM A-36/A,  $F_y = 355 \text{ kg/cm}^2$ .
  - g)- ELECTRODOS METALIZADOS TPO E-60 10 14-10.
- 3.- LINEA PLANO DE BARRA PARA LA CLASIFICACION DE LOS PLANOS DE FABRICACION Y ARMAR.
- 4.- LAS SOLDADURAS DE BARRAS ENTERRADAS TORCEDORAS, PLANEROS Y RESISTENCIAS DEL METAL BASE.
- 5.- LOS DIMENSIONES DE SOLDADURAS ENTERRADAS SON DE LA A.B.S.
- 6.- LAS SOLDADURAS DE RESERVA POR LAS ESPECIFICACIONES DE LA A.B.S.
- 7.- EL FABRICANTE DE LA ESTRUCTURA DEBERA PROGRAMAR UN CERTIFICADO DE CALIDAD DE LOS METALES ENTERRADOS.
- 8.- LA DESIGNACION DE LOS PERFILES CORRESPONDE A: W8X, W10, W12.

**TABLA DE PERFILES**

INDICACION	DESCRIPCION
W8	W8 X 24
W10	W10 X 30
W12	W12 X 35
W14	W14 X 42
W16	W16 X 50
W18	W18 X 60
W20	W20 X 70
W22	W22 X 84
W24	W24 X 100
W27	W27 X 117
W30	W30 X 132
W33	W33 X 150
W36	W36 X 180
W40	W40 X 215
W44	W44 X 254
W48	W48 X 311
W54	W54 X 396
W60	W60 X 500
W66	W66 X 640
W72	W72 X 816
W76	W76 X 974
W80	W80 X 1170
W84	W84 X 1395
W90	W90 X 1700
W96	W96 X 2070
W100	W100 X 2540
W108	W108 X 3110
W114	W114 X 3570
W120	W120 X 4200
W132	W132 X 5160
W144	W144 X 6300
W150	W150 X 7650
W160	W160 X 9000
W180	W180 X 12600
W200	W200 X 15600
W240	W240 X 24000
W270	W270 X 27000
W300	W300 X 30000



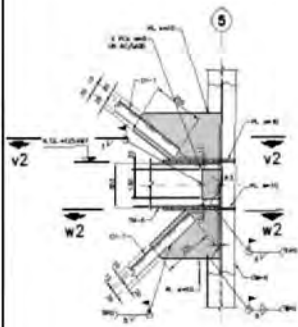
INDICACION	DESCRIPCION	INDICACION	DESCRIPCION
1	RESERVA PARA CONSTRUCCION	CM-1	COLUMNA
2	RESERVA PARA CONSTRUCCION	CM-2	COLUMNA

**COOPERATIVA LA CRUZ AZUL S.C.L.**  
**PLANO AUTORIZADO PARA CONSTRUCCION**  
 FECHA: 14-DIC-2015  
 FOLIO: 22 DE 23  
 FOLIO: 15 DE 18

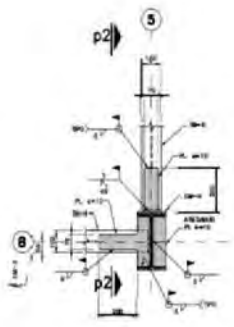
**ADVERTENCIA:**  
 Este plano es propiedad de la Cooperativa Cruz Azul S.C.L. y no puede ser utilizado para fines distintos a los autorizados sin el consentimiento escrito de la misma. Toda infracción de esta advertencia será sancionada de acuerdo a lo establecido en el artículo 17 del Reglamento de la Ley de Defensa del Consumidor.

**COOPERATIVA LA CRUZ AZUL, S. C. L.**  
 CRUZ AZUL, HGO.  
 COMBUSTIBLES  
 DISTRIBUCION DE COQUE - CARBON  
 EDIFICIO DE TOLVAS (MARCOS)  
 DETALLES 32 AL 34 Y CORTES

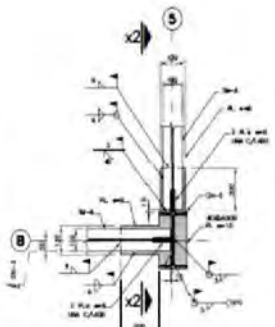
Proyecto: 001-18-011  
 Cliente: 001-18-011  
 Fecha: 09/09/2015  
 No: 01-7405-05 1 2015 03 22 0



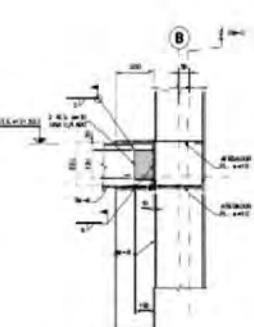
DETALLE-35



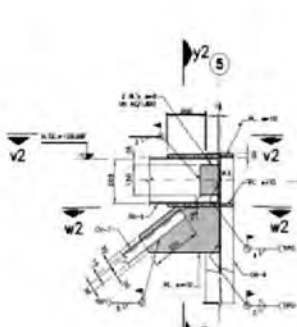
CORTE v2-v2



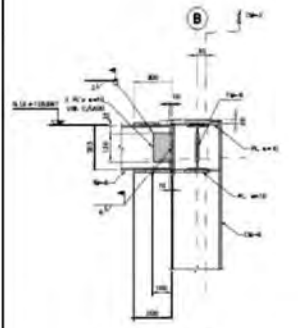
CORTE w2-w2



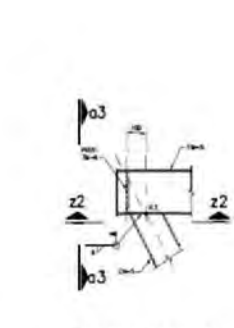
CORTE v2-v2



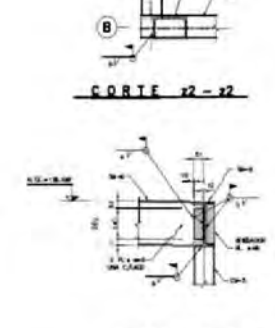
DETALLE-36



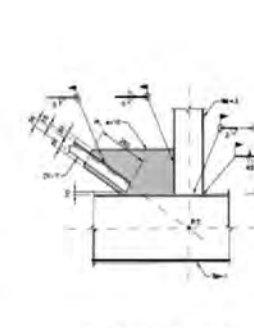
CORTE v2-v2



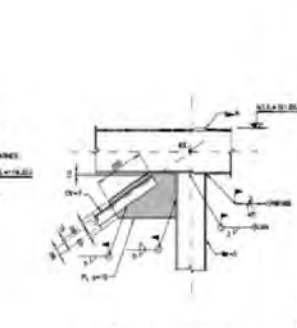
DETALLE-37



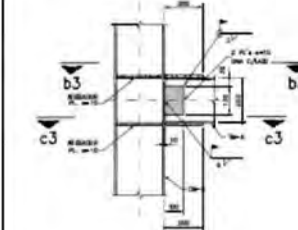
CORTE v2-v2



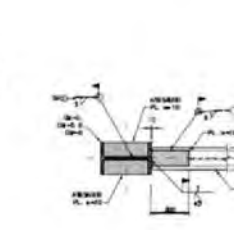
DETALLE-38



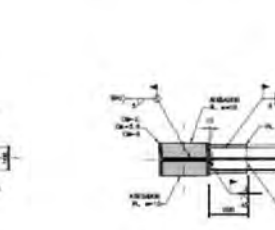
DETALLE-39



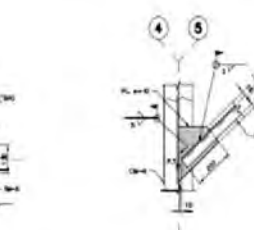
DETALLE-40



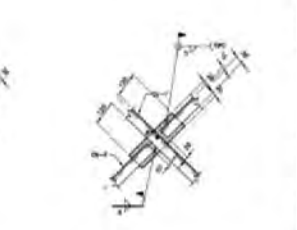
CORTE N-N



CORTE c3-c3



DETALLE-41



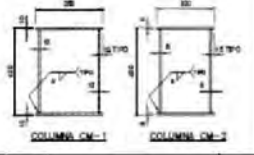
DETALLE-42

**NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA**

- 1.- DIMENSIONES EN MILIMETROS, UNLESS SE INDICA EN OTRO.
- 2.- APLICACION DE SOLDADURA:
- 3.- ANCHO EN PLANO: 100% EN EL CENTRO DEL ANCHO DE LA VIGA.
- 4.- ANCHO EN PERFILES LIGADOS: 60% EN EL CENTRO DEL ANCHO DE LA VIGA.
- 5.- ANCHO EN PERFILES SOLADOS: 100% EN EL CENTRO DEL ANCHO DE LA VIGA.
- 6.- ANCHO EN PERFILES SOLADOS: 100% EN EL CENTRO DEL ANCHO DE LA VIGA.
- 7.- ANCHO EN PERFILES SOLADOS: 100% EN EL CENTRO DEL ANCHO DE LA VIGA.
- 8.- ANCHO EN PERFILES SOLADOS: 100% EN EL CENTRO DEL ANCHO DE LA VIGA.
- 9.- ANCHO EN PERFILES SOLADOS: 100% EN EL CENTRO DEL ANCHO DE LA VIGA.
- 10.- ANCHO EN PERFILES SOLADOS: 100% EN EL CENTRO DEL ANCHO DE LA VIGA.
- 11.- ANCHO EN PERFILES SOLADOS: 100% EN EL CENTRO DEL ANCHO DE LA VIGA.
- 12.- ANCHO EN PERFILES SOLADOS: 100% EN EL CENTRO DEL ANCHO DE LA VIGA.
- 13.- ANCHO EN PERFILES SOLADOS: 100% EN EL CENTRO DEL ANCHO DE LA VIGA.
- 14.- ANCHO EN PERFILES SOLADOS: 100% EN EL CENTRO DEL ANCHO DE LA VIGA.
- 15.- ANCHO EN PERFILES SOLADOS: 100% EN EL CENTRO DEL ANCHO DE LA VIGA.
- 16.- ANCHO EN PERFILES SOLADOS: 100% EN EL CENTRO DEL ANCHO DE LA VIGA.
- 17.- ANCHO EN PERFILES SOLADOS: 100% EN EL CENTRO DEL ANCHO DE LA VIGA.
- 18.- ANCHO EN PERFILES SOLADOS: 100% EN EL CENTRO DEL ANCHO DE LA VIGA.
- 19.- ANCHO EN PERFILES SOLADOS: 100% EN EL CENTRO DEL ANCHO DE LA VIGA.
- 20.- ANCHO EN PERFILES SOLADOS: 100% EN EL CENTRO DEL ANCHO DE LA VIGA.

Tabla de Perfiles

AREA	DESCRIPCION
CP-1	PERFILADO
CP-2	PERFILADO
CP-3	PERFILADO
CP-4	PERFILADO
CP-5	PERFILADO
CP-6	PERFILADO
CP-7	PERFILADO
CP-8	PERFILADO
CP-9	PERFILADO
CP-10	PERFILADO
CP-11	PERFILADO
CP-12	PERFILADO
CP-13	PERFILADO
CP-14	PERFILADO
CP-15	PERFILADO
CP-16	PERFILADO
CP-17	PERFILADO
CP-18	PERFILADO
CP-19	PERFILADO
CP-20	PERFILADO
CP-21	PERFILADO
CP-22	PERFILADO
CP-23	PERFILADO
CP-24	PERFILADO
CP-25	PERFILADO
CP-26	PERFILADO
CP-27	PERFILADO
CP-28	PERFILADO
CP-29	PERFILADO
CP-30	PERFILADO
CP-31	PERFILADO
CP-32	PERFILADO
CP-33	PERFILADO
CP-34	PERFILADO
CP-35	PERFILADO
CP-36	PERFILADO
CP-37	PERFILADO
CP-38	PERFILADO
CP-39	PERFILADO
CP-40	PERFILADO
CP-41	PERFILADO
CP-42	PERFILADO
CP-43	PERFILADO
CP-44	PERFILADO
CP-45	PERFILADO
CP-46	PERFILADO
CP-47	PERFILADO
CP-48	PERFILADO
CP-49	PERFILADO
CP-50	PERFILADO



1	WIDE 1	WIDE 1	WIDE 1
2	WIDE 2	WIDE 2	WIDE 2
3	WIDE 3	WIDE 3	WIDE 3
4	WIDE 4	WIDE 4	WIDE 4
5	WIDE 5	WIDE 5	WIDE 5
6	WIDE 6	WIDE 6	WIDE 6
7	WIDE 7	WIDE 7	WIDE 7
8	WIDE 8	WIDE 8	WIDE 8
9	WIDE 9	WIDE 9	WIDE 9
10	WIDE 10	WIDE 10	WIDE 10
11	WIDE 11	WIDE 11	WIDE 11
12	WIDE 12	WIDE 12	WIDE 12
13	WIDE 13	WIDE 13	WIDE 13
14	WIDE 14	WIDE 14	WIDE 14
15	WIDE 15	WIDE 15	WIDE 15
16	WIDE 16	WIDE 16	WIDE 16
17	WIDE 17	WIDE 17	WIDE 17
18	WIDE 18	WIDE 18	WIDE 18
19	WIDE 19	WIDE 19	WIDE 19
20	WIDE 20	WIDE 20	WIDE 20
21	WIDE 21	WIDE 21	WIDE 21
22	WIDE 22	WIDE 22	WIDE 22
23	WIDE 23	WIDE 23	WIDE 23
24	WIDE 24	WIDE 24	WIDE 24
25	WIDE 25	WIDE 25	WIDE 25
26	WIDE 26	WIDE 26	WIDE 26
27	WIDE 27	WIDE 27	WIDE 27
28	WIDE 28	WIDE 28	WIDE 28
29	WIDE 29	WIDE 29	WIDE 29
30	WIDE 30	WIDE 30	WIDE 30
31	WIDE 31	WIDE 31	WIDE 31
32	WIDE 32	WIDE 32	WIDE 32
33	WIDE 33	WIDE 33	WIDE 33
34	WIDE 34	WIDE 34	WIDE 34
35	WIDE 35	WIDE 35	WIDE 35
36	WIDE 36	WIDE 36	WIDE 36
37	WIDE 37	WIDE 37	WIDE 37
38	WIDE 38	WIDE 38	WIDE 38
39	WIDE 39	WIDE 39	WIDE 39
40	WIDE 40	WIDE 40	WIDE 40
41	WIDE 41	WIDE 41	WIDE 41
42	WIDE 42	WIDE 42	WIDE 42
43	WIDE 43	WIDE 43	WIDE 43
44	WIDE 44	WIDE 44	WIDE 44
45	WIDE 45	WIDE 45	WIDE 45
46	WIDE 46	WIDE 46	WIDE 46
47	WIDE 47	WIDE 47	WIDE 47
48	WIDE 48	WIDE 48	WIDE 48
49	WIDE 49	WIDE 49	WIDE 49
50	WIDE 50	WIDE 50	WIDE 50

COOPERATIVA LA CRUZ AZUL, S.C.L.

PLANO AUTORIZADO PARA CONSTRUCCION

EDIFICIO DE TOLVAS (MARCOS) DETALLES 35 AL 40 Y CORTES

Fecha de Emisión: 15/05/2015

Auto: 15/05/2015

Rev. 01

ADVERTENCIA 1

COOPERATIVA LA CRUZ AZUL, S.C.L.

CRUZ AZUL, HGO.

FORMA: 15/05/2015

ESPECIFICACIONES: CARBON

EDIFICIO DE TOLVAS (MARCOS)

DETALLES 35 AL 40 Y CORTES

NO.	1	2015	03	23	1
-----	---	------	----	----	---