

## **EMPRESA ELÉCTRICA REGIONAL DEL SUR S.A. - E.E.R.S.S.A.**

### **SUBESTACIÓN CATAMAYO**

### **ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL**

#### ***ESTRUCTURA METÁLICA PARA EL PATIO DE 69 kV***

### **- MEMORIA TÉCNICA -**

## **1. GENERALIDADES**

### **1.1 OBJETIVO.**

El objetivo del presente estudio es el análisis y diseño de la estructura metálica para el patio de 69 kV, con su correspondiente cimentación de hormigón armado. La cual estará sometida a las diferentes cargas como peso propio, cargas de viento, cargas debido a la maniobra y montaje, cargas excepcionales, cargas o tensiones de los cables provenientes de las líneas de transmisión, etc.

### **1.2 UBICACIÓN.**

La estructura metálica se encuentra ubicada en la Subestación Catamayo de la Empresa Eléctrica Regional del Sur S.A.

## **2. PARÁMETROS EMPLEADOS PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL.**

### **2.1 CÓDIGOS Y NORMAS ESTRUCTURALES UTILIZADAS.**

#### **2.1.1 ACERO ESTRUCTURAL**

- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15.
  - NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas)
  - NEC-SE-DS: Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo resistente
  - NEC-SE-RE: Riesgo sísmico
  - NEC-SE-AC : Estructuras de acero
- ASTM A36/A36M - 14 "Especificaciones estándar para acero estructural al carbono"
- ANSI/AISC 341-16 "Especificaciones sísmicas para construcciones de acero"
- ANSI-AISC 360-10 "Especificaciones para construcciones de acero"
- Normas INEN "Servicio Ecuatoriano de Normalización"

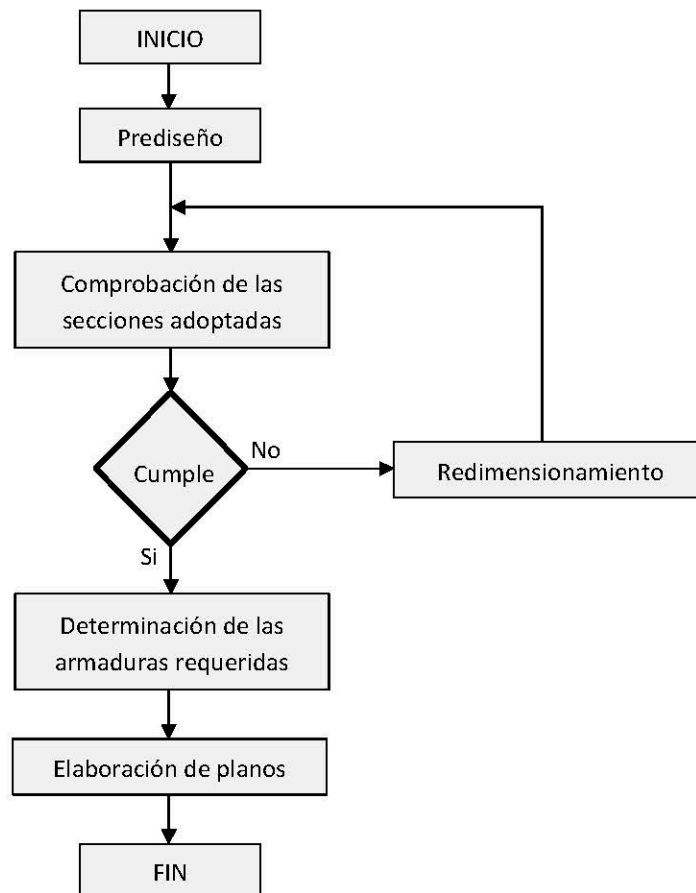
### **2.1.2 HORMIGÓN ARMADO**

- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15.
  - NEC-SE-HM: Estructuras de hormigón armado
  - NEC-SE-CM: Geotecnia y diseño de cimentaciones
- Código ACI 318 S-08: Requisitos de reglamento para concreto estructural del American Concrete Institute
- Especificación ANSI/AISC 360-10: Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures

### **2.1.3 ACERO ESTRUCTURAL**

- Especificación ANSI/AISC 360-10 para construcciones de acero
- AISI S100-2007: North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members

## 2.2 DIAGRAMA DE FLUJO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL



### 3. PARÁMETROS UTILIZADOS EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL:

#### 3.1. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO:

El análisis y diseño estructural de nuestra estructura se realizará mediante la utilización del software SAP2000, por lo que a medida que se van determinando los distintos datos o parámetros de diseño como: materiales, estados de cargas, valor de cargas, geometría, etc. se irá indicando la manera en que ingresamos al programa.

El método a utilizarse en el diseño de estructuras de acero es el de Última Resistencia (la resistencia de diseño es igual o mayor que la resistencia requerida) LRFD "Load and Resistance Factor Design" (Diseño por factores de carga y resistencia DFCR).

#### 3.2. MATERIALES UTILIZADOS

##### 3.2.1 ACERO ESTRUCTURAL:

## 5. Materiales

### 5.1. Especificaciones para los materiales

El acero estructural usado en Sistemas Resistentes a Cargas Sísmicas (SRCS) debe cumplir con las especificaciones indicadas en la Sección 5.

Los aceros estructurales usados en los SRCS debe cumplir con una de las siguientes Especificaciones ASTM: A36/A36M, A53/A53M (Grado B), A500 (Grado B o C), A501, A572/A572M [Grado 50 (345)], A588/A588M, A992/A992M. El acero estructural usado para placas base de columnas debe seguir una de las Especificaciones ASTM anteriores o ASTM A283/A283M Grado D.

Para nuestro proyecto utilizaremos aceros A36, cuyas propiedades mecánicas son:

#### 9. Keywords

9.1 bars; bolted construction; bridges; buildings; carbon; plates; riveted construction; shapes; steel; structural steel; welded construction

TABLE 2 Tensile Requirements<sup>a</sup>

Plates, Shapes, <sup>a</sup> and Bars:	
Tensile strength, ksi [MPa]	58–60 [400–550]
Yield point, min, ksi [MPa]	36 [250] <sup>c</sup>
Plates and Bars: <sup>d,e</sup>	
Elongation in 8 in. [200 mm], min, %	20
Elongation in 2 in. [50 mm], min, %	23
Shapes:	
Elongation in 8 in. [200 mm], min, %	20
Elongation in 2 in. [50 mm], min, %	23 <sup>f</sup>

<sup>a</sup> See the Orientation subsection in the Tension Tests section of Specification A6/A6M.

<sup>b</sup> For wide flange shapes with flange thickness over 3 in. [75 mm], the 80 ksi [550 MPa] maximum tensile strength does not apply and a minimum elongation in 2 in. [50 mm] of 19 % applies.

<sup>c</sup> Yield point 32 ksi [220 MPa] for plates over 8 in. [200 mm] in thickness.

<sup>d</sup> Elongation not required to be determined for floor plate.

<sup>e</sup> For plates wider than 24 in. [600 mm], the elongation requirement is reduced two percentage points. See the Elongation Requirement Adjustments subsection under the Tension Tests section of Specification A6/A6M.

PROPIEDAD	VALOR		
	Mpa	Ksi	N/m2
Límite de elasticidad, fy	250	36	2,50E+08
Resistencia a la tracción, fu	400	58	4,00E+08
Límite de elasticidad efectivo fye = Ry * fy = 1.5 fy	375	54	3,75E+08
Resistencia a tracción efectiva, fue = Rt . Fu = 1.2 fu	480	70	4,80E+08
Módulo de Elasticidad, E	200.000	29.000	2,00E+11

donde:  $R_y$  &  $R_t$  son factores de fluencia y tracción probable:

TABLE A3.1 $R_y$ and $R_t$ Values for Steel and Steel Reinforcement Materials		
Application	$R_y$	$R_t$
Hot-rolled structural shapes and bars:		
• ASTM A36/A36M	1.5	1.2
• ASTM A1043/A1043M Gr. 36 (250)	1.3	1.1
• ASTM A992/A992M	1.1	1.1
• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345) or 55 (380)	1.1	1.1
• ASTM A913/A913M Gr. 50 (345), 60 (415), 65 (450), or 70 (485)	1.1	1.1
• ASTM A588/A588M	1.1	1.1
• ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)	1.2	1.1
• ASTM A529 Gr. 50 (345)	1.2	1.2
• ASTM A529 Gr. 55 (380)	1.1	1.2
Hollow structural sections (HSS):		
• ASTM A500/A500M Gr. B	1.4	1.3
• ASTM A500/A500M Gr. C	1.3	1.2
• ASTM A501/A501M	1.4	1.3
• ASTM A53/A53M	1.6	1.2
• ASTM A1085/A1085M	1.25	1.15
Plates, Strips and Sheets:		
• ASTM A36/A36M	1.3	1.2
• ASTM A1043/A1043M Gr. 36 (250)	1.3	1.1
• ASTM A1011/A1011M HSLAS Gr. 55 (380)	1.1	1.1
• ASTM A572/A572M Gr. 42 (290)	1.3	1.0
• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345), Gr. 55 (380)	1.1	1.2
• ASTM A588/A588M	1.1	1.2
• ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)	1.2	1.1
Steel Reinforcement:		
• ASTM A615/A615M Gr. 60 (420)	1.2	1.2
• ASTM A615/A615M Gr. 75 (520) and Gr. 80 (550)	1.1	1.2
• ASTM A706/A706M Gr. 60 (420) and Gr. 80 (550)	1.2	1.2

Peso específico:  $PE = 78.5 \text{ kN/m}^3 = 78.500 \text{ N/m}^3$

Ingresado al programa queda

Material Property Data

**General Data**

Material Name and Display Color: Acero A36

Material Type: Steel

Material Notes: Modify/Show Notes...

**Weight and Mass**

Weight per Unit Volume: 73500

Mass per Unit Volume: 8304,7721

**Units**

N, m, C

**Isotropic Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 2,000E+11

Poisson, U: 0,3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1,170E-05

Shear Modulus, G: 7,692E+10

**Other Properties for Steel Materials**

Minimum Yield Stress, Fy: 2,500E+08

Minimum Tensile Stress, Fu: 4,000E+08

Effective Yield Stress, Fye: 3,750E+08

Effective Tensile Stress, Fue: 4,800E+08

☐ Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

### 3.2.2 HORMIGÓN ARMADO:

Resistencia a la compresión  $f'_c$  esta dada por:

## 3.3. Propiedades mecánicas del hormigón armado

---

### 3.3.1. Resistencia a la compresión

#### a. Generalidades

El hormigón debe cumplir con los requisitos de este capítulo para condiciones de exposición ambiental (véase en la sección 3.2), y satisfacer los requisitos de resistencia estructural.

Se usarán los siguientes valores de resistencia especificada a la compresión:

- Valor mínimo para el hormigón normal:  $f'_c = 21$  MPa
- Valor máximo para elementos de hormigón liviano:  $f'_c = 35$  MPa.



Para el presente proyecto utilizaremos hormigón:

PROPIEDAD	VALOR
Resistencia especificada a la compresión del hormigón simple, $f'_c$	21 Mpa
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, $f_y$	420 Mpa
Peso específico del hormigón armado, $\gamma_{H^2O}$	24 kN/m <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad del hormigón, $E_c$	21,5 Gpa
Módulo de elasticidad del acero de refuerzo, $E_s$	200 GPa
Recubrimiento del acero de refuerzo en súper-estructura	2,5 cm
Recubrimiento del acero de refuerzo en cimentación	5,0 cm

El modulo de elasticidad  $E_c$ , para homigones de densidad normal es:

$$E_c = 4.7\sqrt{f'_c}$$

donde:  $E_c$  - módulo de elasticidad del hormigón, en GPa  
 $f'_c$  - resistencia especificada a la compresión, en MPa

$$E_c = 4.7 \text{ RAIZ}(21) = 21.54 \text{ GPa} = 2.154 \times 10^{10} \text{ N/m}^2$$

Ingresado al programa queda:

### 3.2.3 ACERO EN BARRAS:

Las propiedades mecánicas del acero de refuerzo es:

#### 3.4.1. Propiedades mecánicas principales del acero de refuerzo

Las características principales del acero de refuerzo a ser usadas en el diseño de estructuras en hormigón armado son las siguientes:

Dónde:

$E_s$	Modulo de elasticidad del acero de refuerzo y del acero estructural; $E_s = 200.000 \text{ MPa}$
$f_y$	Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo (MPa)
$f_{ye}$	Resistencia efectiva a la fluencia del refuerzo (MPa)
$f_{yt}$	Resistencia especificada a la fluencia $f_y$ del refuerzo transversal (MPa)

Los otros valores de estas características se determinaran de acuerdo con las normas definidas a seguir y en los apéndices.

Para aceros A42 que se fabrican en el país se tiene:

**TABLA 2. Especificaciones mecánicas de las varillas lisas y corrugadas para hormigón armado**

Ensayo	Propiedad	Unidad	Grado de acero		
			A42	A52	A55
Tracción	Límite de fluencia, mínimo	MPa	420	520	550
	Límite de fluencia, máximo		540	645	675
	Resistencia a la tracción, mínima		620	690	725
	Alargamiento, mínimo en $L_0 = 200 \text{ mm}$	%	8	7	7
			8	7	7
			7	6	6
Doblado a $180^\circ$ <sup>(1)</sup>	$d \leq 18$	mm	$D = 3,5d$	$D = 5d$	$D = 5d$
	$18 \leq d \leq 20$		$D = 5d$	$D = 5d$	$D = 5d$
	$20 < d \leq 25$		$D = 5d$	$D = 5d$	$D = 5d$
	$25 < d \leq 36$		$D = 7d$	$D = 7d$	$D = 7d$
	$d > 36$		$D = 9d$	$D = 9d$	$D = 9d$

<sup>(1)</sup>  $d$  = diámetro de la varilla en mm  
 $D$  = diámetro del mandril en mm  
 $L_0$  = longitud inicial

NOTA: 1 MPa equivale a  $10,197 \text{ kg/cm}^2$ .

teniendo:

PROPIEDAD	Mpa	N/m2
Límite de fluencia, $f_y$	420	4,20E+08
Resistencia a la tracción, $f_u$	620	6,20E+08
Límite de elasticidad efectivo, $f_{ye}$	$f_{ye} = R_y \cdot f_y = 1.2 f_y$ 504	5,04E+08
Resistencia a la tracción, $f_{ue}$	$f_{ue} = R_t \cdot f_u = 1.2 f_u$ 744	7,44E+08
Módulo de elasticidad, $E_s$	200.000	2,00E+14



donde:  $R_y$  &  $R_t$  son factores de fluencia y tracción probable son:

TABLE A3.1 $R_y$ and $R_t$ Values for Steel and Steel Reinforcement Materials		
Application	$R_y$	$R_t$
Hot-rolled structural shapes and bars:		
• ASTM A36/A36M	1.5	1.2
• ASTM A1043/A1043M Gr. 36 (250)	1.3	1.1
• ASTM A992/A992M	1.1	1.1
• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345) or 55 (380)	1.1	1.1
• ASTM A913/A913M Gr. 50 (345), 60 (415), 65 (450), or 70 (485)	1.1	1.1
• ASTM A588/A588M	1.1	1.1
• ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)	1.2	1.1
• ASTM A529 Gr. 50 (345)	1.2	1.2
• ASTM A529 Gr. 55 (380)	1.1	1.2
Hollow structural sections (HSS):		
• ASTM A500/A500M Gr. B	1.4	1.3
• ASTM A500/A500M Gr. C	1.3	1.2
• ASTM A501/A501M	1.4	1.3
• ASTM A53/A53M	1.6	1.2
• ASTM A1085/A1085M	1.25	1.15
Plates, Strips and Sheets:		
• ASTM A36/A36M	1.3	1.2
• ASTM A1043/A1043M Gr. 36 (250)	1.3	1.1
• ASTM A1011/A1011M HSLAS Gr. 55 (380)	1.1	1.1
• ASTM A572/A572M Gr. 42 (290)	1.3	1.0
• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345), Gr. 55 (380)	1.1	1.2
• ASTM A588/A588M	1.1	1.2
• ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)	1.2	1.1
Steel Reinforcement:		
• ASTM A615/A615M Gr. 60 (420)	1.2	1.2
• ASTM A615/A615M Gr. 75 (520) and Gr. 80 (550)	1.1	1.2
• ASTM A706/A706M Gr. 60 (420) and Gr. 80 (550)	1.2	1.2

Peso específico:  $PE = 78.5 \text{ kN/m}^3 = 78500 \text{ N/m}^3$

Ingresado al programa queda:

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color

Acero Refuerzo 420 Mpa

Material Type

Rebar

Material Notes

Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Units

Weight per Unit Volume

78500

Mass per Unit Volume

8004.7721

N, m, C

Uniaxial Property Data

Modulus of Elasticity, E

2.000E+11

Poisson, U

0

Coefficient of Thermal Expansion, A

1.170E-05

Shear Modulus, G

0

Other Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Stress, Fy

4.200E+08

Minimum Tensile Stress, Fu

6.200E+08

Expected Yield Stress, Fye

5.040E+08

Expected Tensile Stress, Fue

7.440E+08

☐ Switch To Advanced Property Display

OK

Cancel

### 3.3. CARGAS CONSIDERADAS

Existen tres tipos de cargas a tener en una estructura:

- Cargas Permanentes
- Cargas variables
- Cargas accidentales

#### 3.3.1. CARGAS PERMANENTES

Está dado básicamente por el peso propio de los elementos estructurales, cables, tensores equipos, etc., que están directamente instalados en la estructura.

##### 3.3.1.1. CARGA MUERTA DE LOS MATERIALES (ESTRUCTURALES Y NO ESTRUCTURALES):

Se tomará los pesos contemplados según el material, así:

ELEMENTO	PESO	UNIDAD
Hormigon armado	24,00	kN/m <sup>3</sup>
Hormigon simple	22,00	kN/m <sup>3</sup>
Acero estructural	76,90	kN/m <sup>3</sup>
Acero	78,50	kN/m <sup>4</sup>
Aluminio	27,00	kN/m <sup>5</sup>
Bronce	85,00	kN/m <sup>6</sup>
Cobre	89,00	kN/m <sup>7</sup>

Para la estructura metálica el peso propio de las barras que la conformas se establecen de acuerdo a su sección transversal con un peso específico del acero estructural de 76,9 kN/m<sup>3</sup>.

#### 3.3.2. CARGAS VARIABLES

Dentro de las cargas variables tenemos las siguientes

##### 3.3.2.1. CARGA VIVA:

También conocida como sobrecarga de uso, está conformada por el peso de personas durante la instalación y mantenimientos de los equipos o accesorios móviles o temporales que irán sujetos a la estructura..

### 3.3.2.2. CARGA DE VIENTO:

La carga de viento está determinada por muchos factores cuyos parámetros se detallan a continuación

#### 3.3.2.2.1. Velocidad instantánea máxima del viento (V):

La velocidad de diseño del viento, hasta una altura de 10 m, estará dada de acuerdo a la velocidad máxima de la zona de ubicación de la edificación, pero no podrá ser menor a 21 m/s (75 km/h).

De acuerdo a los datos meteorológicos de "La Argelia" de la ciudad de Loja, se tiene:

Tabla 2: Estadígrafos de la velocidad media del viento (m/s). La Argelia

	PROM.	MAX	MIN	MED.	VARIANZA
ENE.	3.4	5.2	2.0	3.4	0.9
FEB.	3.5	5.9	2.2	3.4	0.7
MAR.	3.2	5.9	1.7	3.0	1.0
ABRIL	3.3	5.9	1.8	3.2	0.9
MAY.	3.7	5.9	2.2	3.6	0.9
JUN.	4.4	7.7	2.4	4.2	2.0
JUL.	4.7	7.7	2.3	4.5	1.6
AGOS.	4.8	7.7	2.7	4.5	2.0
SEPT.	4.2	7.3	2.0	4.1	1.9
OCT.	3.8	7.3	1.8	3.5	1.9
NOV.	3.7	7.3	1.5	3.2	2.1
DIC.	3.5	7.3	1.3	3.3	1.8
ANUAL	3.8	6.4	2.7	3.7	0.8

De aquí se puede observar la velocidad máxima del viento se produce en el mes de agosto, por lo que tenemos:

---> velocidad máxima:  $V = 7,7 \text{ m/seg}$

$V \geq 21$

$7,7 \geq 21$

No Cumple

$\therefore V = 21 \text{ m/seg}$

### 3.3.2.2. Velocidad corregida del viento ( $V_b$ ):

$$V_b = V \cdot B$$

donde:

$B$  = Coeficiente de corrección que depende de la altura, de las características topográficas y/o del entorno de la edificación

#### - Categoría:

Las características topográficas se reparten en 3 categorías:

TIPO	CONDICIÓN	CARACTERÍSTICA
CATEGORÍA A	SIN OBSTRUCCIÓN	EDIFICIOS FRENTE AL MAR, ZONAS RURALES O ESPACIOS ABIERTOS SIN OBSTÁCULOS TOPOGRÁFICOS
CATEGORÍA B	OBSTRUCCIÓN BAJA	EDIFICIOS EN ZONAS SUBURBANAS CON EDIFICACIONES DE BAJA ALTURA, PROMEDIO HASTA 10 m
CATEGORÍA C	ZONA EDIFICADA	ZONAS URBANAS CON EDIFICIOS DE ALTURA

Nuestra estructura estará ubicada en **espacios abiertos**, por lo que el viento fluye libremente, y por lo que nos enmarcamos dentro de:

#### CATEGORÍA A

#### - Coeficiente $B$ :

ALTURA	SIN OBSTRUCCIÓN CATEGORÍA A	OBSTRUCCIÓN BAJA CATEGORÍA B	ZONA EDIFICADA CATEGORÍA C
5	0,91	0,56	0,60
10	1,00	0,90	0,80
20	1,06	0,97	0,88
40	1,14	1,03	0,96
80	1,21	1,14	1,05
150	1,28	1,22	1,15

Como la altura de la estructura es:  $h_n = 9$  m

y tiene: CATEGORÍA A

Se tiene:  $B = 1,00$  (Se encoge la altura más cercana)

---> teniendo:

$$V_b = V \cdot B$$
$$V_b = (21) \cdot (1)$$
$$V_b = 21 \text{ m/seg}$$

### 3.3.2.2.3. Cálculo de la presión del viento (P):

La presión que ejerce el viento sobre la estructura se determina mediante la siguiente expresión:

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

donde:

P = Presión de cálculo expresada en Pa (N/m<sup>2</sup>)

$\rho$  = Densidad del aire expresada en Kg/m<sup>3</sup> (En general, se puede adoptar 1.25 Kg/m<sup>3</sup>)

$c_e$  = Coeficiente de entorno/altura

$c_f$  = Coeficiente de forma

#### - Coeficiente de entorno/altura $c_e$ :

El coeficiente de entorno/altura  $c_e$  es un factor de corrección que tiene en cuenta el grado de exposición al viento del elemento y la altura, por lo que es igual al coeficiente de corrección  $B$ :

$$c_e = B = 1,00$$

#### - Coeficiente de forma $c_f$ :

Se determina de acuerdo a la siguiente tabla:

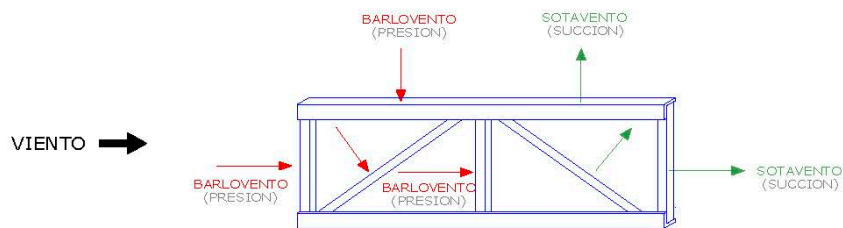
CONSTRUCCIÓN	BARLOVENTO	SOTAVENTO
Superficies verticales de edificios	+ 0,8	
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido del viento	+ 1,5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+ 0,7	
Tanques de agua chimeneas y otros de sección cuadrada o rectangular	+ 2	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda los 45°	+ 0,8	-0,5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+ 0,3 a 0	-0,6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+ 0,3 a + 0,7	-0,6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+ 0,8	-0,6

\* El signo positivo (+) indica presión

\* El signo positivo (-) indica succión

Nuestra estructura en vista que no tiene paredes o cerramientos laterales, la acción del viento estará concentrada en la superficie de las barras, la cual tiene una inclinación que va de 0 a 90°, por lo tanto, de la tabla escogemos los valores más críticos que corresponde a **Superficies inclinadas entre 60° y la vertical**, teniendo:

- Lado Barlovento:  $C_r = + 0,8$
- Lado Sotavento:  $C_r = -0,6$



Por lo que nuestras presiones de viento quedarían así:

$$P = \frac{1}{2} \rho \cdot V_b^2 \cdot c_e \cdot c_r$$

- Lado Barlovento:  $P = (1/2)(1,25)(21)^2 \cdot (1)(0,8)$   
 $P = 220,50 \text{ N/m}^2$  **DATOS PARA SAP2000**
- Lado Sotavento:  $P = (1/2)(1,25)(21)^2 \cdot (1)(-0,6)$   
 $P = -165,38 \text{ N/m}^2$  **DATOS PARA SAP2000**

Estas cargas de viento las aplicamos en cada una de las juntas de la estructura, de acuerdo al área de influencia de las barras que se opone al paso del viento, y las colocamos en el sentido mas critico de la estructura, o sea en el que tiene menor rigidez.



### 3.3.3. CARGAS ACCIDENTALES

Se establecen dos tipos de cargas accidentales

- Cargas sísmicas, y
- Incendio, choques de vehículos, etc

Por el tipo de estructura a diseñar solamente tomaremos la carga sísmica.

#### 3.3.3.1. CARGA SÍSMICA:

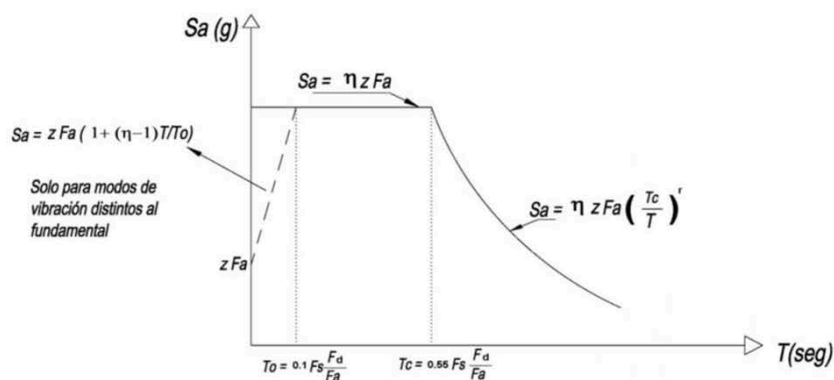
Las cargas sísmicas a la que estará sometida una estructura se la determina mediante el evento sísmico que tiene una probabilidad de 10% de ser excedido en 50 años (período de retorno de 475 años).

El diseño de la estructura por acciones sísmicas se lo realiza determinado el peligro que presente el lugar de emplazamiento de la estructura, a partir del mapa de zonificación sísmica del Ecuador, donde se representa la aceleración máxima en la roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

##### 3.3.3.1.1. Espectro de Diseño:

##### - Espectro Elástico Horizontal en aceleraciones:

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones se lo establece a partir de las siguientes ecuaciones, válidas para periodos de vibración fundamental de la estructura:



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

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

Y para modos de vibración distintos al fundamental se tiene la siguiente ecuación:

$$S_a = Z F_a \left( 1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_o} \right) \text{ para } T \leq T_o$$

donde:  $S_a$  - aceleración del espectro de diseño, expresado como fracción de la aceleración de la gravedad  
 $\eta$  - relación de amplificación espectral  
 $Z$  - aceleración máxima en el terreno  
 $F_a$  - factor de sitio  
 $T$  - periodo de vibración estructural  
 $T_o$  - periodo de vibración estructural límite  
 $r$  - factor que depende del tipo de suelo y ubicación geográfica

• Relación de amplificación espectral  $\eta$ :

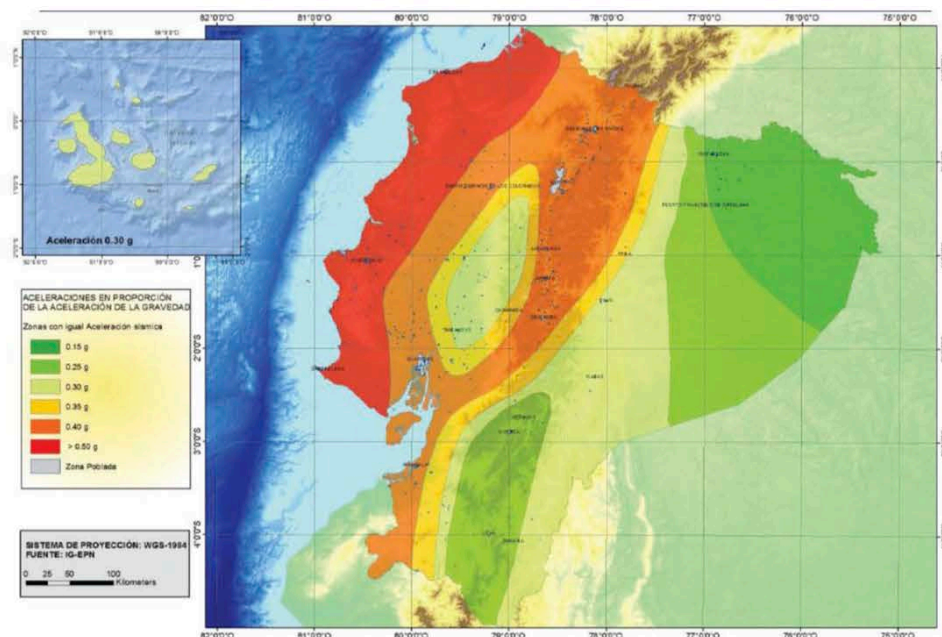
Los análisis de las ordenadas de los espectros de peligro uniforme en roca para el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años, que se obtienen a partir de los valores de aceleraciones espectrales de las curvas de peligro sísmico de la sección 3.1.2 y, normalizándolos para la aceleración máxima en el terreno  $Z$ , se definieron los valores de la relación de amplificación espectral,  $\eta(S_a/Z, \text{ en roca})$ , que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

- $\eta = 1,80$  Provincias de la Costa ( excepto Esmeraldas)
- $\eta = 2,48$  Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2,60$  Provincias del Oriente

----> Para el presente proyecto:  $\eta = 2,48 \rightarrow$  Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

• Aceleración máxima del terreno  $Z$ :

Para determinar el cortante basal se tomaron los siguientes valores de coeficientes:



donde:  $Z =$  aceleración máxima en roca para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	$\geq 0,50$
Peligro Sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

- Factor Z por población:

POBLACIÓN --- PARROQUIA --- CANTÓN ---- PROVINCIA	Z
CATAMAYO --- CATAMAYO (LA TOMA) --- CATAMAYO --- LOJA	0,25

• Tipo de perfiles de suelo para diseño sísmico:

TIPO DE PERFIL	DESCRIPCIÓN	DEFINICIÓN
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500$ m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760$ m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ kPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360$ m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100$ kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
F1	Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
F2	Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas)	
F3	Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
F4	Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
F5	Suelos con contrastes de impedancia $\alpha$ ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
F6	Rellenos colocados sin control ingenieril.	

donde:  $S_u$  - Resistencia del suelo al corte no drenado  
 $V_s$  - Velocidad de onda cortante promedio del suelo  
 $N$  - Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar

De acuerdo al informe del estudio de suelos tenemos:

----> Para el presente proyecto: Partil tipo: **E** Perfil que cumpla el criterio de velocidad de onda de cortante, o

• **Factor de sitio  $F_a$ ,  $F_d$  y  $F_s$ :**

**Factor de sitio  $F_a$ :**

Los valores del coeficiente  $F_a$  amplían las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca.

Tipo de perfil de subsuelo	ZONA SÍSMICA Y FACTOR Z					
	I	II	II	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	≥ 0,50
A	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
B	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C	1,40	1,30	1,25	1,23	1,20	1,18
D	1,60	1,40	1,30	1,25	1,20	1,12
E	1,80	1,70	1,25	1,10	1,00	0,85
F	Se realizarán investigaciones geotécnicas específicas de suelo, que permitirán conocer y modelar su comportamiento dinámico.					

**Factor de sitio  $F_d$ :**

Los valores del coeficiente  $F_d$  amplían las ordenadas del espectro de respuesta elástico de desplazamientos para diseño en roca

Tipo de perfil de subsuelo	ZONA SÍSMICA Y FACTOR Z					
	I	II	II	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	≥ 0,50
A	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
B	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C	1,36	1,28	1,19	1,15	1,11	1,06
D	1,62	1,45	1,36	1,28	1,19	1,11
E	2,10	1,75	1,70	1,65	1,60	1,50
F	Se realizarán investigaciones geotécnicas específicas de suelo, que permitirán conocer y modelar su comportamiento dinámico.					

### Factor de comportamiento inelástico del subsuelo $F_s$ :

Los valores del coeficiente  $F_s$  considera el comportamiento no lineal de los suelos.

Tipo de perfil de subsuelo	ZONA SÍSMICA Y FACTOR Z					
	I	II	II	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,50$
A	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
B	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
C	0,85	0,94	1,02	1,06	1,11	1,23
D	1,02	1,06	1,11	1,19	1,28	1,40
E	1,50	1,60	1,70	1,80	1,20	2,00
F	Se realizarán investigaciones geotécnicas específicas de suelo, que permitirán conocer y modelar su comportamiento dinámico.					

Como: Perfil Tipo: E  
Z = 0,25

Tenemos:  $F_a = 1,70$   
 $F_d = 1,75$   
 $F_s = 1,60$

### • Período de vibración estructural límite $T_c$ :

$$T_c = 0,55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

donde:  $T_c = 0,91$  s

### • Período de vibración límite para otros modos de vibración $T_o$ :

$$T_o = 0,10 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$T_o = 0,16$  s

### • Factor de tipo de suelo y ubicación geográfica r:

- r = 1,00 para todos los suelos, con excepción del tipo E
- r = 1,50 para tipo de suelo E

Como: Perfil Tipo: E  
Tenemos: r = 1,50



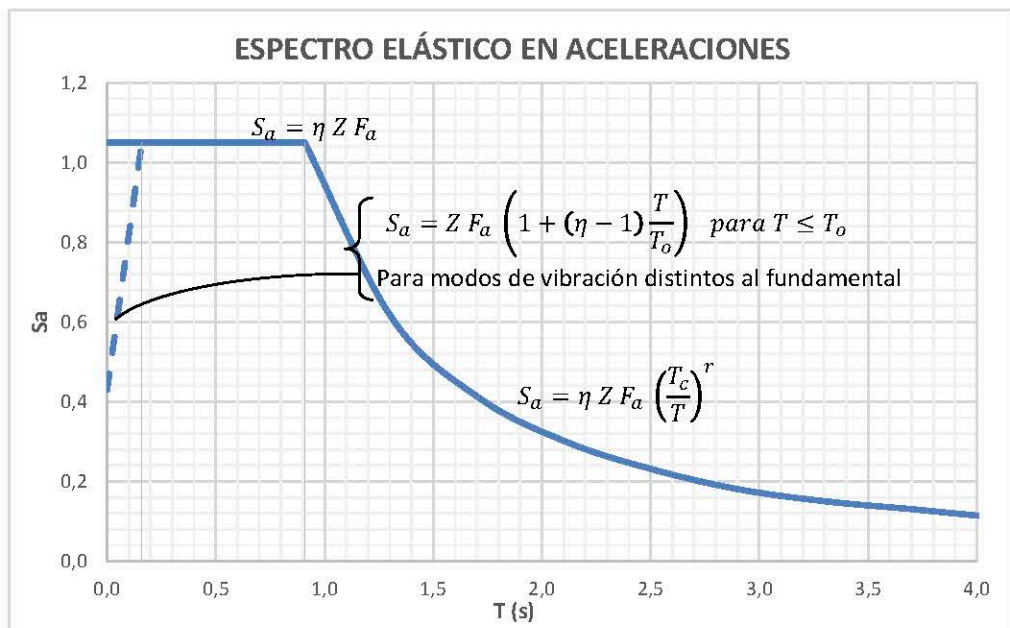
- Retomando la formula del espectro elástico de diseño en aceleraciones, tenemos:

ESPECTRO ELÁSTICO EN ACELERACIONES			
T (s)	Sa	Fórmula	
ESPECTRO NORMAL			
Tc	0,00	1,05	$S_a = \eta Z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$
	0,91	1,05	
	1,31	0,61	$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \text{ para } T > T_c$
	1,71	0,41	
	2,11	0,30	
	2,51	0,23	
	2,91	0,18	
	3,31	0,15	
	3,71	0,13	
	4,11	0,11	
	4,51	0,10	
	4,91	0,08	
	5,31	0,07	
	PARA OTROS MODOS		
To	0,00	0,43	$S_a = Z F_a \left(1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_o}\right) \text{ para } T \leq T_o$
	0,16	1,05	

donde:  $\eta = 2,48$   $Z = 0,25$   $F_a = 1,70$   
 $T_c = 0,91$   $r = 1,50$   $T_o = 0,16$  ya calculados



Por lo que nuestro espectro de diseño quedaría así:



**- Espectro de diseño inelástico Horizontal en aceleraciones:**

Las fuerzas obtenidas mediante análisis elástico dinámico pueden ser reducidas para propósitos de diseño, mediante el empleo de los siguientes factores ( $R \cdot \Phi_P \cdot \Phi_E$ )

$$S_a' = \frac{S_a}{R \cdot \Phi_P \cdot \Phi_E}$$

donde:

$S_a$	-	Espectro elástico de aceleraciones
$R$	-	factor de reducción de resistencia sísmica
$\Phi_P$	-	coeficiente de irregularidad estructural en planta
$\Phi_E$	-	coeficiente de irregularidad estructural en elevación

• Factor de reduccion de resistencia sismica R:

El factor **R** permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas.

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
<b>Sistemas Duales</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
<b>Otros sistemas estructurales para edificaciones</b>	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Sistemas estructurales de ductilidad limitada	R
<b>Pórticos resistentes a momento</b>	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la <b>NEC-SE-HM</b> , limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la <b>NEC-SE-HM</b> con armadura electrosoldada de alta resistencia <sup>2</sup>	2,5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2,5
<b>Muros estructurales portantes</b>	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

----> Para el presente proyecto seleccionamos::

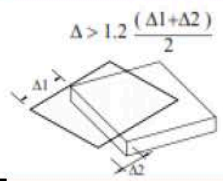
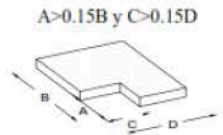
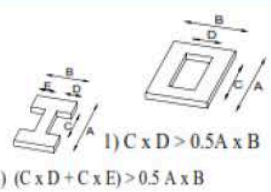
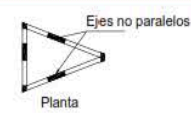
Sistema estructural: **Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros**

donde: **R = 8**

• Irregularidades y coeficientes de configuración estructural:

En el caso que la estructura presente irregularidades en planta o en elevación, se usan coeficientes que "penalizan" el diseño, en vistas del comportamiento deficiente que tendrá la estructura en el momento de un sismo. Estos coeficientes incrementan el valor del cortante de diseño, con la finalidad de proveer de mayor resistencia a la estructura. Si la estructura no presenta la irregularidad descrita en las tablas siguientes, el valor del coeficiente será de 1.0, caso contrario adopta el valor indicado en las mismas

- Coeficientes de irregularidad en planta  $\Phi_p$ :

IRREGULARIDADES EN PLANTA			
<b>Tipo 1: Irregularidad torsional</b>	$\Phi_{PA} = 0,9$		
Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia.			
CUMPLE:	No	---	1,0
<b>Tipo 2: Retrocesos excesivos en las esquinas</b>	$\Phi_{PA} = 0,9$		
La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.			
CUMPLE:	No	---	1,0
<b>Tipo 3: Discontinuidades en el sistema de piso</b>	$\Phi_{PA} = 0,9$		
La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, cor áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.			
CUMPLE:	No	---	1,0
<b>Tipo 4: Desplazamientos de los planos de acción de los elementos verticales</b>	$\Phi_{PB} = 0,9$		
La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.			
CUMPLE:	No	---	1,0
Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.			

$$\Phi_P = \Phi_{PA} * \Phi_{PB}$$

donde:  $\Phi_P$  - coeficiente de irregularidad en planta  
 $\Phi_{PA}$  - valor  $\Phi$  mínimo de cada piso  $i$  de la estructura, cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1, 2 y/o 3  
 $\Phi_{PB}$  - valor  $\Phi$  mínimo de cada piso  $i$  de la estructura, cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 4

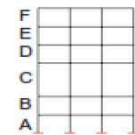
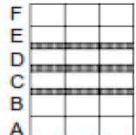
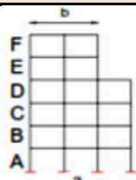
∴ tenemos:

$$\Phi_{PA} = 1,0$$

$$\Phi_{PB} = 1,0$$

$$\Phi_P = 1,0$$

- Coeficientes de irregularidad en elevación  $\Phi_E$ :

IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN			
<b>Tipo 1</b>	<b>Piso flexible</b>	$\Phi_{EA} =$	<b>0,9</b>
La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80% del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores..		 $\text{Rigidez } K_C < 0.70 \text{ Rigidez } K_D$ <p>ó</p> $\text{Rigidez } K_C < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$	
CUMPLE:	No	---	<b>1,0</b>
<b>Tipo 2</b>	<b>Distribución de masa</b>	$\Phi_{EB} =$	<b>0,9</b>
La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.		 $m_D > 1.50 m_E$ <p>ó</p> $m_D > 1.50 m_C$	
CUMPLE:	No	---	<b>1,0</b>
<b>Tipo 3</b>	<b>Irregularidad geométrica</b>	$\Phi_{EB} =$	<b>0,9</b>
La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.		 $a > 1.30 b$	
CUMPLE:	No	---	<b>1,0</b>

$$\Phi_E = \Phi_{EA} * \Phi_{EB}$$

donde:  $\Phi_E$  - coeficiente de irregularidad en elevación  
 $\Phi_{EA}$  - valor  $\phi_i$  mínimo de cada piso  $i$  de la estructura, cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1  
 $\Phi_{EB}$  - valor  $\phi_i$  mínimo de cada piso  $i$  de la estructura, cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 2 y/o 3

∴ tenemos:

$$\Phi_{EA} = 1,0$$

$$\Phi_{EB} = 1,0$$

$$\Phi_E = 1,0$$

Retomando:

$$Sa' = \frac{Sa}{R \Phi_P \Phi_E}$$

$$Sa' = \frac{Sa}{(8) (1) (1)}$$

$$Sa' = \frac{Sa}{8,0}$$



Por lo que nuestro espectro inelástico de diseño quedaría con los siguientes datos:

ESPECTRO DE DISEÑO ELÁSTICO EN ACELERACIONES		
T (s)	Sa'	Fórmula
ESPECTRO NORMAL		
0,00	0,131	$Sa' = \frac{Sa}{R \Phi_p \Phi_E}$
Tc 0,91	0,131	
1,31	0,076	
1,71	0,051	
2,11	0,038	
2,51	0,029	
2,91	0,023	
3,31	0,019	
3,71	0,016	
4,11	0,014	
4,51	0,013	
4,91	0,010	
5,31	0,009	
PARA OTROS MODOS		
0,00	0,054	$Sa' = \frac{Sa}{R \Phi_p \Phi_E}$
To 0,16	0,131	

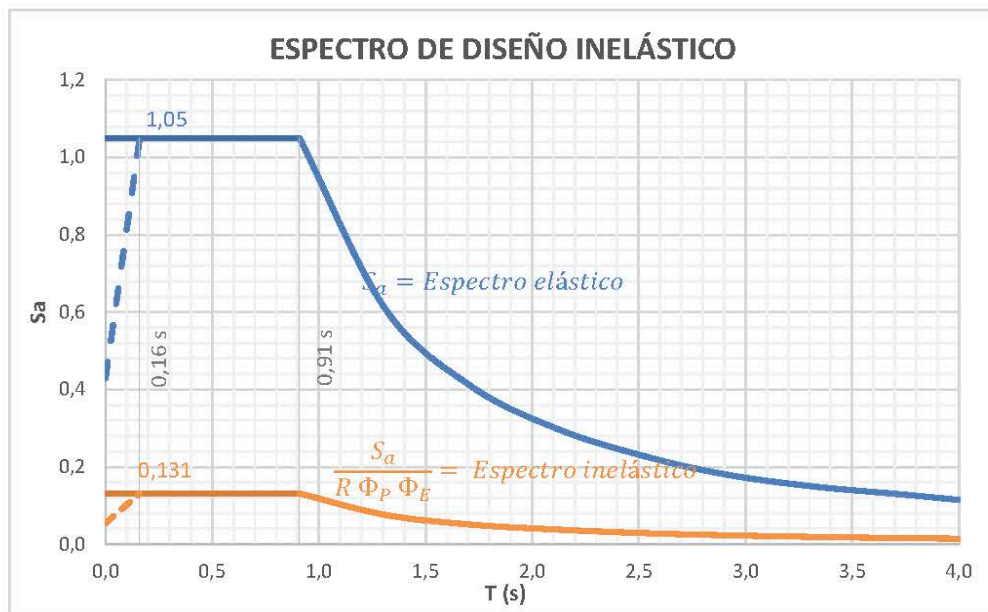
donde:

Z = 0,25  
η = 2,48  
Fa = 1,70  
Fd = 1,75

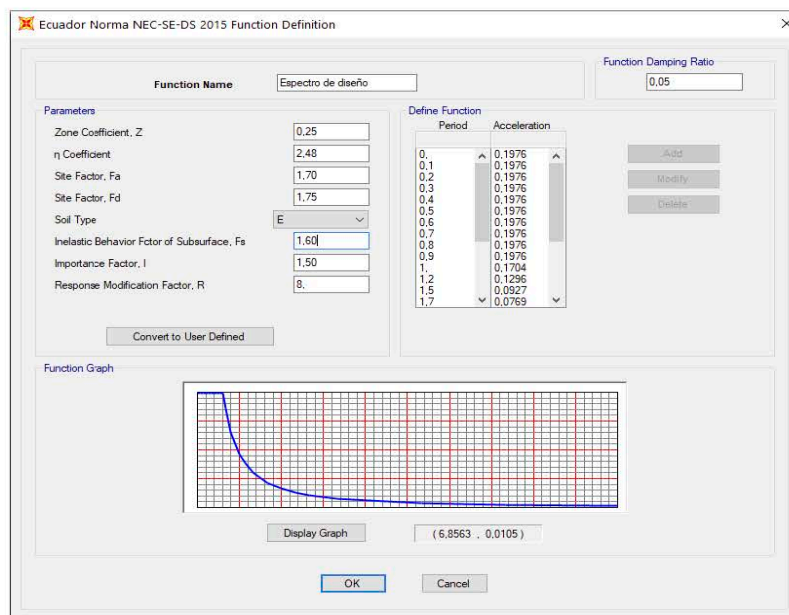
Tipo suelo = E  
Fs = 1,60  
I = 1,50  
R = 8,00

DATOS PARA  
SAP2000

Por lo que nuestro espectro de diseño quedaría así:



El cual, introducimos en el SAP2000





### 3.3.3.1.2. Factor de Importancia

El propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño.

CATEGORIA	TIPO DE USO, DESTINO E IMPORTANCIA	I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1,5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1,3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1,0

----> Para el presente proyecto:  $I = 1,5$

### 3.3.3.1.3. Cortante Basal de diseño V:

El cortante basal total de diseño V, a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante las expresiones:

$$V = \frac{I S_a}{R \Phi_P \Phi_E} W$$

donde: V - cortante basal total de diseño  
I - factor de importancia  
 $S_a$  - aceleración del espectro elástico de diseño, expresado como fracción de la aceleración de la gravedad  
R - factor de reducción de respuesta estructural  
 $\Phi_P, \Phi_E$  - factores de configuración estructural en planta y en elevación  
W - carga reactiva, igual a la carga muerta total (más el 25% de la carga viva para bodegas y almacenaje)

### - Periodo de vibración T:

El periodo de vibración de la estructura para el análisis estático se calcula así:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

donde: T - periodo de vibración de la estructura  
 $C_t, \alpha$  - coeficientes que dependen del tipo de estructura  
 $h_n$  - altura máxima de la estructura

----> Para el presente proyecto:  $h_n = 9,00 \text{ m}$

Valores de  $C_t$  y  $\alpha$ :

Tipo de estructura	$C_t$	$\alpha$
--- Estructuras de acero:		
Sin arriostramiento	0,072	0,80
Con arriostramientos	0,073	0,75
--- Pórticos especiales de hormigón		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0,055	0,90
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0,055	0,75

----> Para el presente proyecto: Con arriostramientos  
 $C_t = 0,073$   
 $\alpha = 0,75$

quedándonos:  $T = (0,073) (9)^{0,75}$   
 $T = 0,38 \text{ s}$

#### - Aceleración espectral $S_a$ :

Para el calculo de nuestra aceleración espectral utilizamos las fórmulas ya descritas con anterioridad, las cuales son:

$$S_a = \eta Z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c \quad 1)$$

$$S_a = \eta Z F_a \left( \frac{T_c}{T} \right)^r \text{ para } T > T_c \quad 2)$$

Como:  $T \leq T_c$   
 $0,38 \leq 0,91 \quad \text{---> } \therefore \text{ Utilizamos: Ecuación 1}$

$$S_a = 1,05$$

Por lo que nuestro cortante Basal  $V$  de diseño quedaría así:

$$V = \frac{I S_a}{R \Phi_p \Phi_E} W$$

$$V = \frac{(1,5) (1,05)}{(8) (1) (1)} W$$

$$V = 0,197 W$$

#### 3.3.3.1.4. Distribución vertical del cortante basal

$$\sum_{i=1}^n F_i$$
$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i$$
$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n (w_i h_i^k)}$$

donde: V - cortante total en la base de la estructura  
V<sub>x</sub> - cortante total en el piso x de la estructura  
F<sub>i</sub> - fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura  
F<sub>x</sub> - fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura  
n - número de pisos de la estructura  
w<sub>x</sub> - peso aginado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva  
w<sub>i</sub> - peso aginado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva  
h<sub>x</sub> - altura del piso x de la estructura  
h<sub>i</sub> - altura del piso i de la estructura  
k - coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura (T)

Valores de K:

Valores de T(s)	k
≤ 0,5	1
0,5 < T ≤ 2,5	0,75 + 0,50 T
> 2,5	2

#### 3.3.3.1.5. Distribución vertical del cortante basal

El cortante basal se distribuye a todos los elementos del sistema resistente en proporción a sus rigideces. Además, se considera una excentricidad del 5%.

### 3.4. CARGAS CONSIDERADAS

#### 3.4.1. COMBINACIONES DE CARGA

##### 3.4.1.1. Estructura:

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

- 1)  $1.4 D$
- 2)  $1.2 D + 1.6 L + 0.5 \text{ máx. } [Lr; S; R]$
- 3)  $1.2 D + 1.6 \text{ máx. } [Lr; S; R] + \text{máx. } [L; 0.5 W]$
- 4)  $1.2 D + 1.0 W + 1.0 L + 0.5 \text{ máx. } [Lr; S; R]$
- 5)  $1.2 D + 1.0 E + 1.0 L + 0.2 S$
- 6)  $0.9 D + 1.0 W$
- 7)  $0.9 D + 1.0 E$

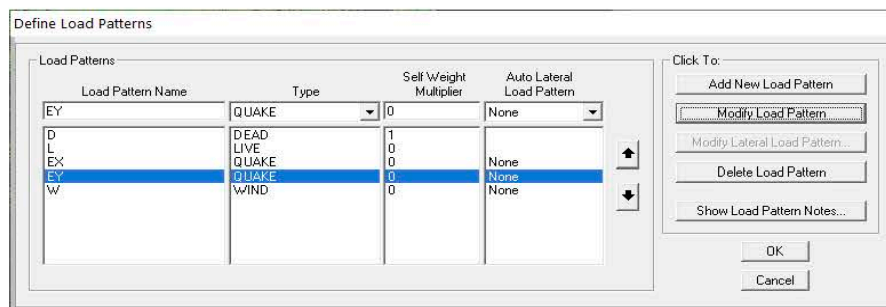
donde:

$D$	-	Carga permanente
$E$	-	Carga de sismo
$L$	-	Sobrecarga (carga viva)
$Lr$	-	Sobrecarga cubierta (carga viva)
$S$	-	Carga de granizo
$W$	-	Carga de viento
$R$	-	Carga de lluvia

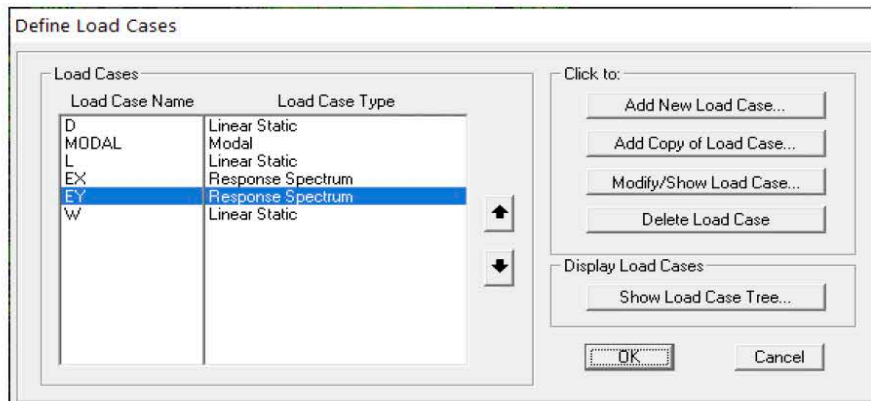
Para nuestro proyecto por lo indicado anteriormente, no se considera la Sobrecarga de cubierta  $Lr$ , carga de granizo  $S$  y la carga de lluvia  $R$ , por lo que nuestras combinaciones quedaran así:

- 1)  $1.4 D$
- 2)  $1.2 D + 1.6 L$
- 3)  $1.2 D + \text{máx. } [L; 0.5 W]$
- 4)  $1.2 D + 1.0 W + 1.0 L$
- 5)  $1.2 D + 1.0 E + 1.0 L$
- 6)  $0.9 D + 1.0 W$
- 7)  $0.9 D + 1.0 E$

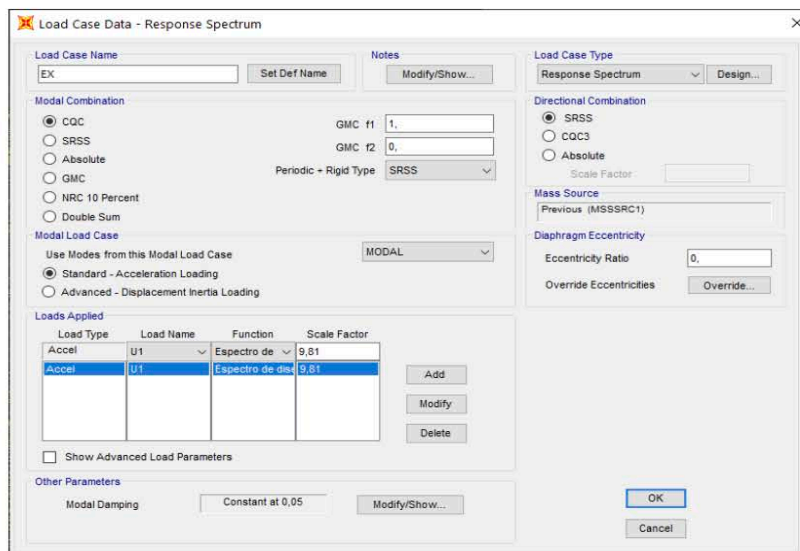
- Definimos los patrones de carga (Load Patterns):



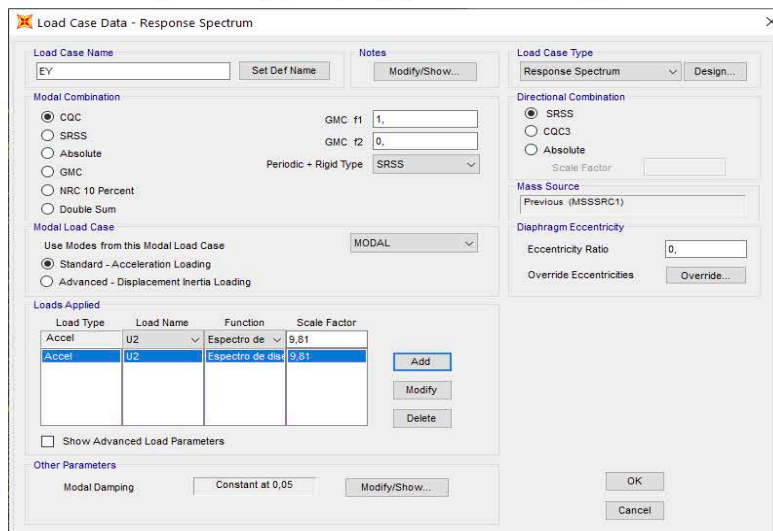
- Definimos los estados de carga (Load Cases): Donde introducimos el espectro de diseño sísmico:



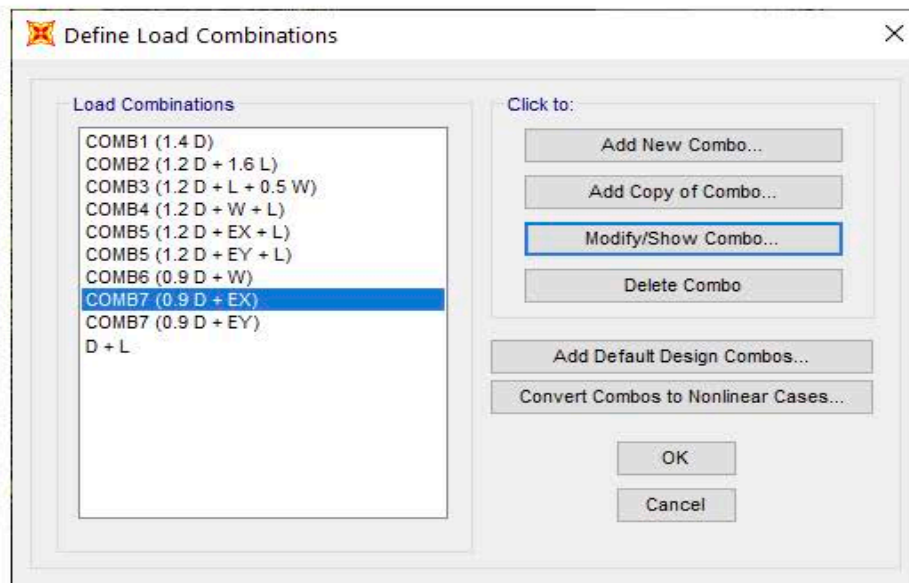
- La carga sísmica Ex, está definida por el "Espectro de diseño", multiplicado por la aceleración de la gravedad ( $9,81 \text{ m/seg}^2$ ), en la dirección **U1**: así:



- La carga sísmica Ex, está definida por el "Espectro de diseño", multiplicado por la aceleración de la gravedad ( $9,81 \text{ m/seg}^2$ ), en la dirección **U2**: así:



- Finalmente definimos nuestras combinaciones de carga "Load Combinations":





### 3.4.2. FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA:

#### 3.4.2.1. Acero estructural

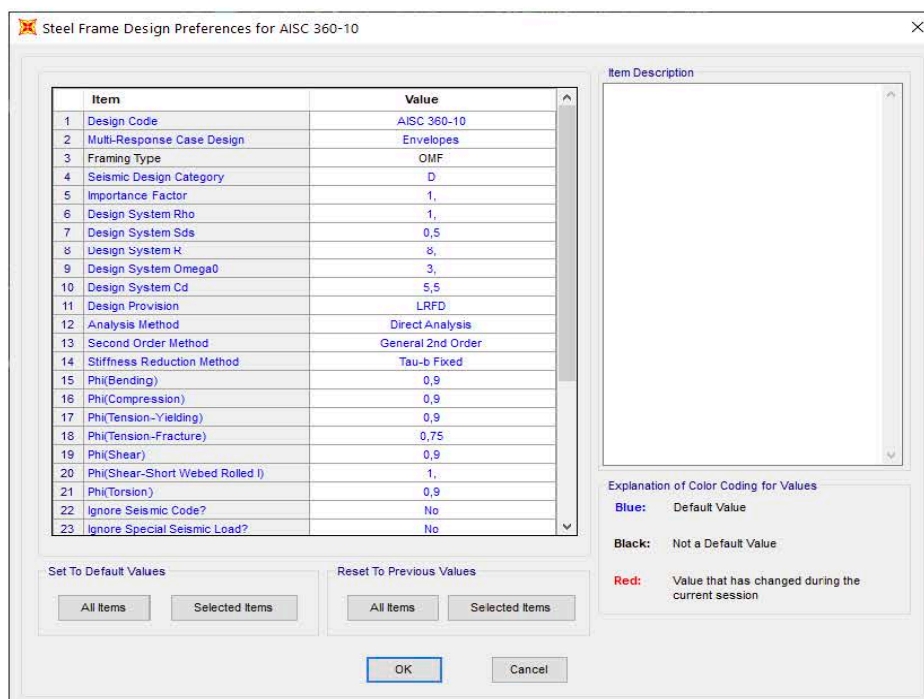
Los principales factores de reducción de resistencia utilizados son:

• Fluencia en tracción en la sección bruta	0,90
• Fractura en tracción en la sección neta	0,75
• Compresión	0,90
• Flexión	0,90
• Corte	0,90
• Torsión en combinación con flexión, corte y/o carga axial	
Secciones tubulares redondas y rectangulares	0,90
Miembros no tubulares	0,90

Los factores de reducción, los carga directamente el programa, escogiendo el código requerido, que como se indico para nuestro caso es el: **AISC 360-10**

Por la naturaleza de este tipo de estructuras, la acción sísmica no es tan critica como en otros sistemas estructurales, por lo que se la considera como Pórticos Ordinarios, resistente a momentos **OMF**, donde las barras no necesitan cumplir los requisitos especiales de sismoresistencia.

Quedando así:

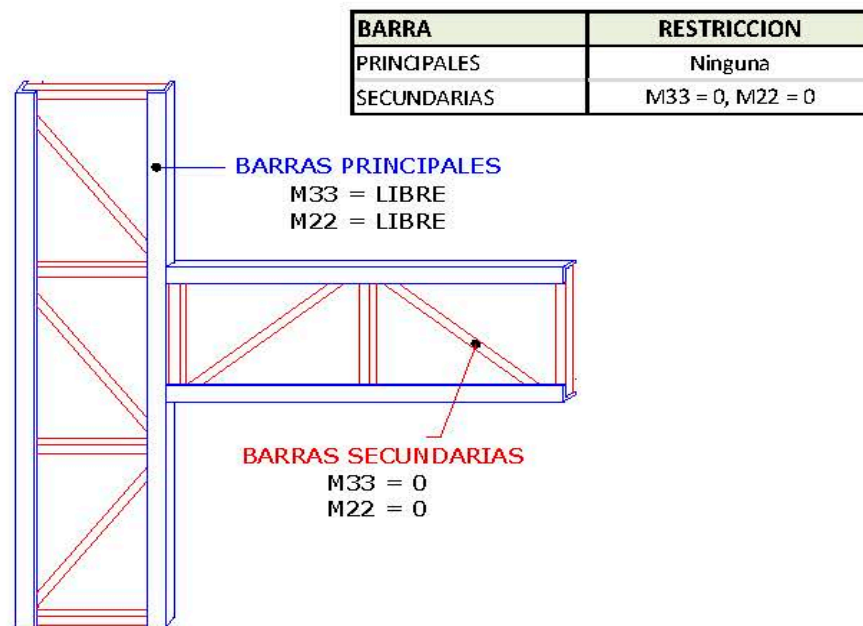


### 3.4.2.2. Concreto Armado

• Secciones controladas por tracción	0,90
• Tracción Axial	0,90
• Secciones controladas por compresión (con estribos)	0,65
• Cortante y torsión	0,75
• Aplastamiento	0,65

### 3.4.2.3. Restricciones de barra:

Por tratarse de una estructura metálica, donde todas las barras secundarias de arriostramiento, están empernadas (por lo tanto no transmiten momentos), se las modela como articulas, trabajando solamente a esfuerzos axiales, así:



Por defecto en el SAP todas las barras vienen liberadas para todos los esfuerzos. Para las barras secundarias (articuladas) se les debe restringir los momentos así:

Assign Frame Releases and Partial Fixity

	Release		Frame Partial Fixity Springs	
	Start	End	Start	End
Axial Load	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		
Shear Force 2 (Major)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		
Shear Force 3 (Minor)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		
Torsion	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		
Moment 22 (Minor)	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0 kgf-m/rad	0 kgf-m/rad
Moment 33 (Major)	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0 kgf-m/rad	0 kgf-m/rad

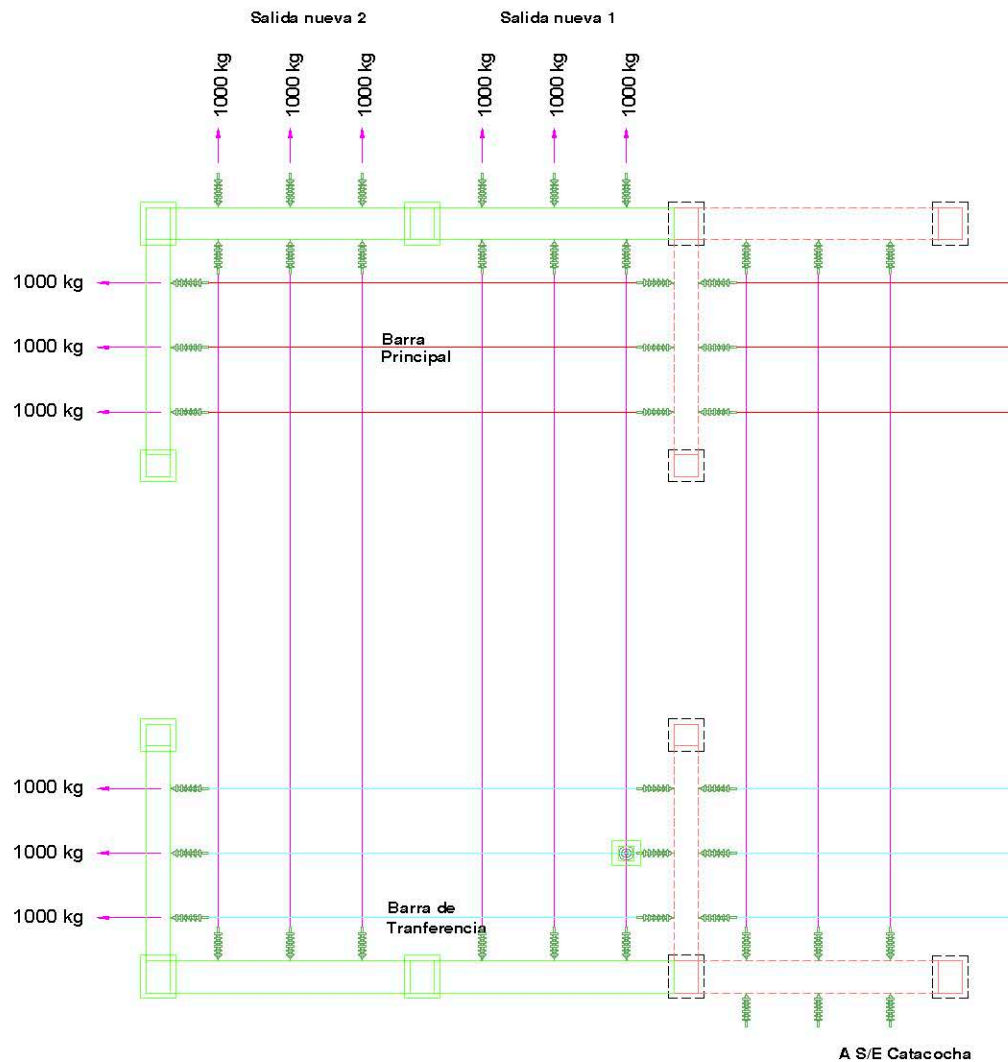
Clear All Releases in Form

OK Close Apply

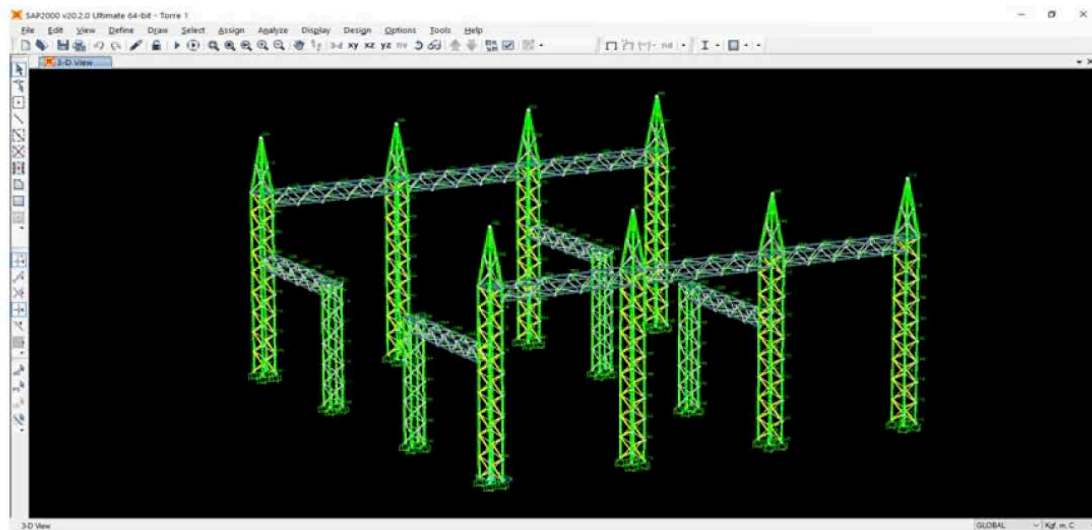
#### 4. CARGA APLICADAS POR LINEAS ELECTRICAS

A continuación se indica las cargas aplicadas en los pórticos, provenientes de las líneas de transmisión eléctrica, dadas por el Ing. Eléctrico.

- Vista en planta:



#### 4. MODELADO DE LA ESTRUCTURA EN EL SAP200 Y CHEQUEO DE RESULTADOS:



##### 4.1.1 DEFLEXIÓN MÁXIMA ADMISIBLE

Las deflexiones verticales surgen principalmente por cargas de gravedad como cargas muertas, cargas vivas y de nieve.

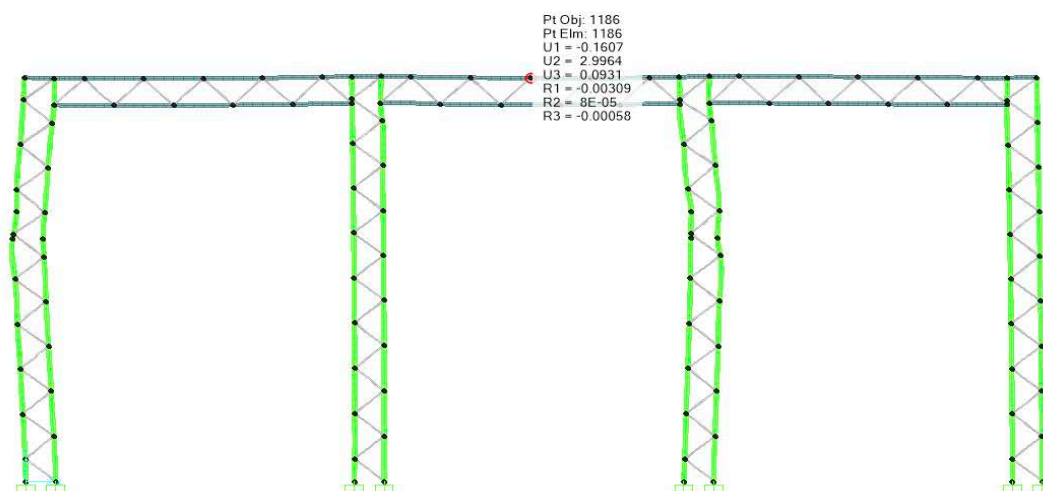
Los factores limites apropiados para miembros de techo es de  $L/240$  para las combinaciones de carga  $(D + L)$  o  $(D + 0.5 S)$ . Como se indicó no se considera cargas de granizo ( $S$ ), por lo que utilizaremos la combinación  $(D + L)$  para verificar las deflexiones

$$\therefore \text{Deflexion máxima} = L / 240$$

Tomando como referencia la cercha de mayor longitud:  $L = 8,00 \text{ m}$

$$\begin{aligned} \text{tenemos: } D_{\text{max}} &= 800 / 240 \\ D_{\text{max}} &= 3,33 \text{ cm} \end{aligned}$$

Lo cual comparamos con el punto más crítico de nuestra estructura que son los centros de los pórticos, para la combinación  $(1.2 D + 1.6 L)$ , teniendo:



Deflexion U3 = 0,09 cm

Deflex.	<	D max
0,09	<	3,33
∴ Si Cumple		

#### 4.2. ESFUERZOS

La resistencia a flexión nominal  $M_n$  se la determina así.

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x$$

donde:

$f_y$  = Limite de fluencia de acero (MPa)

$Z_x$  = Módulo de sección plástico, alrededor del eje x (mm<sup>3</sup>)

La resistencia a flexión de diseño  $\phi_b M_n$ , y la resistencia a flexión permisible  $M_n / \Omega_b$ , se la obtiene:

donde:

LRFD = "Load and Resistance Factor Design" (Diseño por Factores de Carga y Resistencia ó Estados límite)

ASD = "Allowable Stress Design" (Diseño por esfuerzos permisibles)

Como nuestro diseño es de tipo LRFD obtenemos la relación de capacidad para este esfuerzo principal: (Momento en el eje 3-3) así:

$$R_{33} = M_{u33} / (\phi_b \cdot M_{n33})$$

donde:

$R_{33}$  = Relación de capacidad para momentos eje 3-3

$M_{u33}$  = Momento último en el eje 3-3

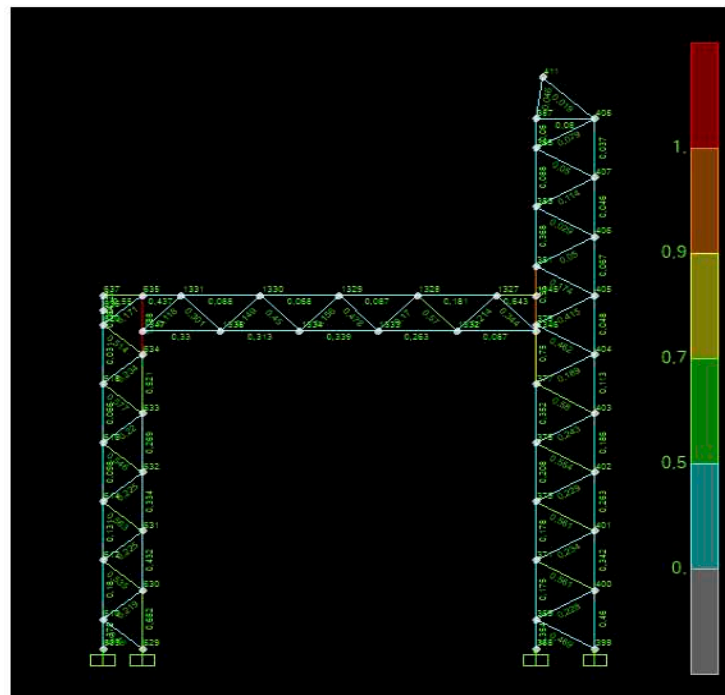
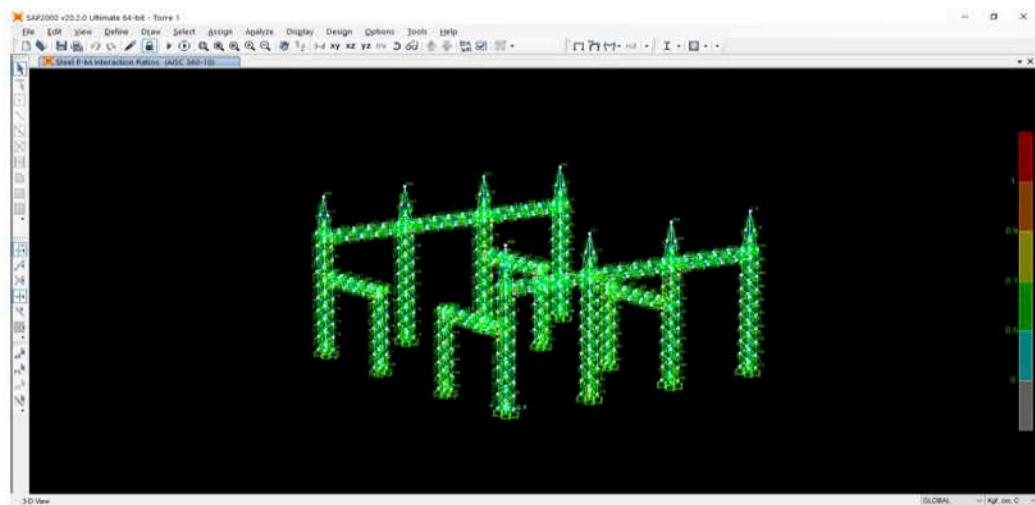
$\phi_b \cdot M_{n33}$  = Resistencia a la flexión de diseño en el eje 3-3

De igual manera, procedemos a calcular la relación de capacidad para el Momento en el eje 2-2 ( $R_{22}$ ) y la fuerza axial ( $R_p$ ), teniendo que la relación de capacidad total de cada barra está dada por:

$$R = R_p + R_{33} + R_{22}$$



Estos datos son calculados por el programa los cuales se presentan a continuación:



Como se puede apreciar en los graficas, casi todas las barras trabajan muy por debajo de los esfuerzos permitidos, con relaciones de proporción (P-M Ratio) que van desde 0,26 a 0,70.

Solamente se observa en la unión de las cerchas horizontales con las verticales, barras con el mayor esfuerzo llegando a 0,950 que esta muy cerca al limite permitido, por lo que se aceptan los resultados. Esto considerando que en esas uniones se tiene elementos de refuerzo adicionales, los cuales por seguridad no están considerados en el modelado de la estructura.

#### 4. SECCIONES ADOPTADAS

##### 4.1. ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Las diferentes secciones y tipos de perfiles adoptados en la modelación de la estructura, han sido escogida de acuerdo a los modelos tipo que se encuentran instaladas en todo es país, y de manera especial dentro de la misma subestación. Las cuales adoptamos y procedemos a su análisis, siendo las principales las que se detallan a continuación:

##### 4.1.1 COLUMNAS:

###### - TIPO "A"

UBICACIÓN	PERFIL	
BARRA PRINCIPAL (ESQUINEROS)	L 90 x 90 x 9 mm	
BARRA SECUNDARIO ( DIAGONALES)	L 40 x 40 x 3 mm	---> LADO LARGO
BARRA SECUNDARIO ( DIAGONALES)	L 30 x 30 x 3 mm	---> LADO CORTO

###### - TIPO "B"

UBICACIÓN	PERFIL
BARRA PRINCIPAL (ESQUINEROS)	L 90 x 90 x 9 mm
BARRA SECUNDARIO ( DIAGONALES)	L 30 x 30 x 3 mm

##### 4.1.2 VIGAS:

###### - TIPO "C"

UBICACIÓN	PERFIL
BARRA PRINCIPAL (ESQUINEROS)	L 80 x 80 x 8 mm
BARRA SECUNDARIA ( DIAGONALES)	L 30 x 30 x 3 mm

###### - TIPO "D"

UBICACIÓN	PERFIL	
BARRA PRINCIPAL (ESQUINEROS)	L 80 x 80 x 8 mm	
BARRA SECUNDARIA ( DIAGONALES)	L 30 x 30 x 3 mm	---> PLANO VERTICAL

## **5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

- En el momento de la construcción se deberá verificar que los materiales a ser utilizados cumplan con las normas y especificaciones técnicas indicadas en el presente estudio. Así como deben cumplir a cabalidad las secciones y espesores de las barras.
- Las reacciones obtenidas en el presente estudio, sirven de base para el análisis y diseño de la cimentación, el mismo que deberá cumplir con las normas establecidas para el efecto.
- La estructura está concebida para ser empleada tal como consta en su proyecto original para cuyos parámetros ha sido analizada y diseñada, por lo que en ningún caso se deberá emplear para otro fin, el cual implique soportar cargas excesivas, comprometiendo así la integridad y seguridad de la misma.

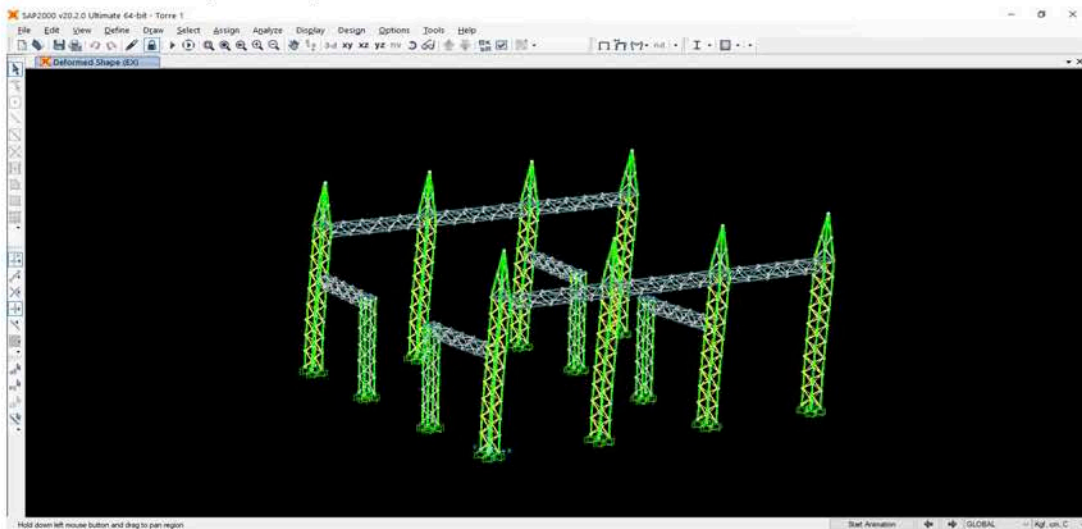
Loja, marzo del 2021

---

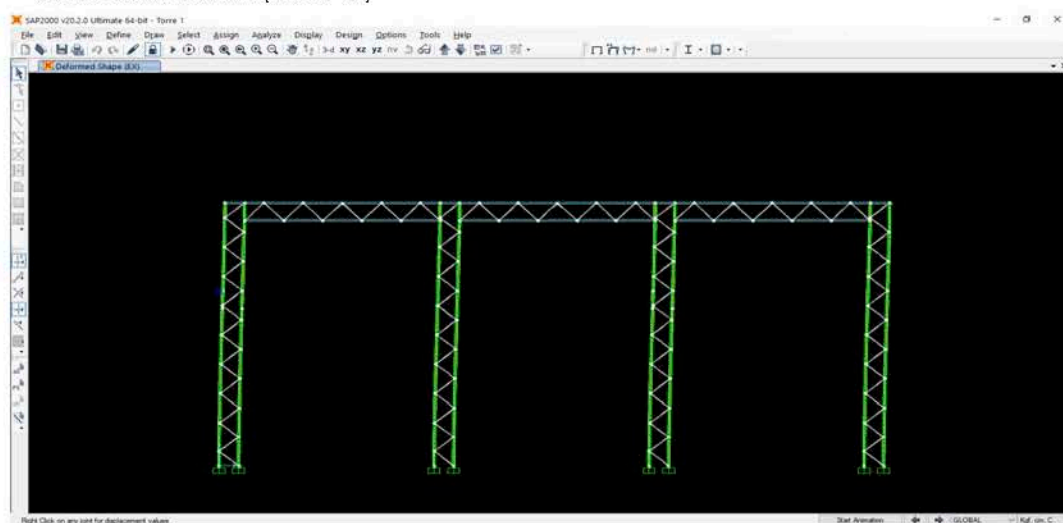
**Ing. Fernando Erazo Bustamante**  
Reg. Senescyt: 1031-02-269661  
Mat. Prof.: 802 C.I.C.L.  
Reg. Mun.: 975

## 6. ALGUNOS RESULTADOS DEL ANÁLIS ESTRUCTURAL

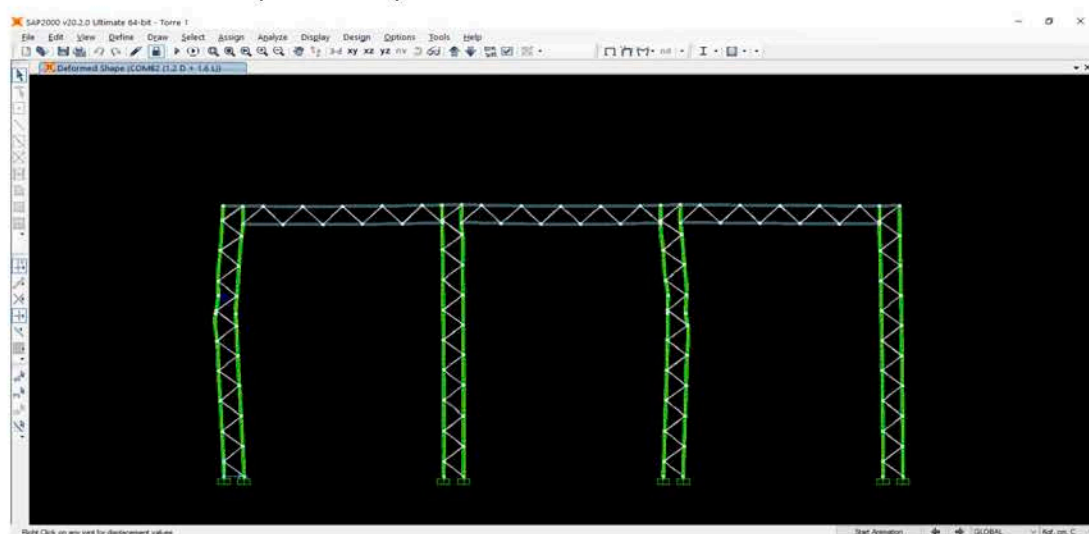
### - Deformada 3D (Sismo EX)



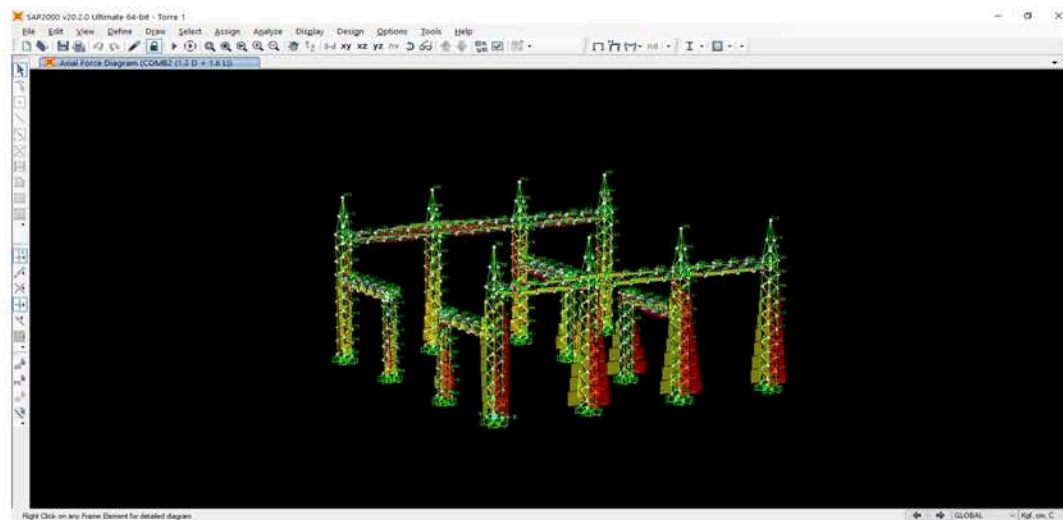
### - Deformada Pórtico 1 (Sismo EX)



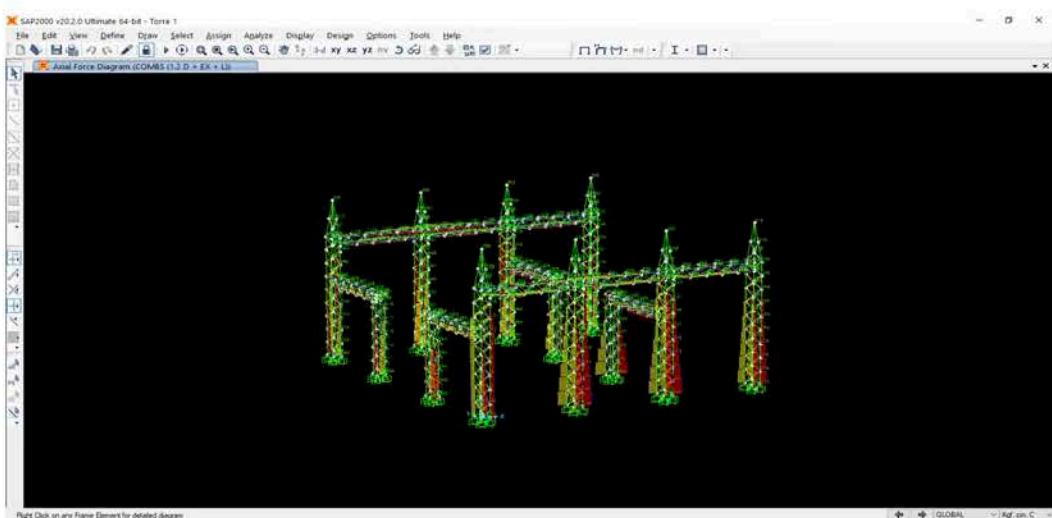
### - Deformada Pórtico 1 (1.2 D + 1.6 L)



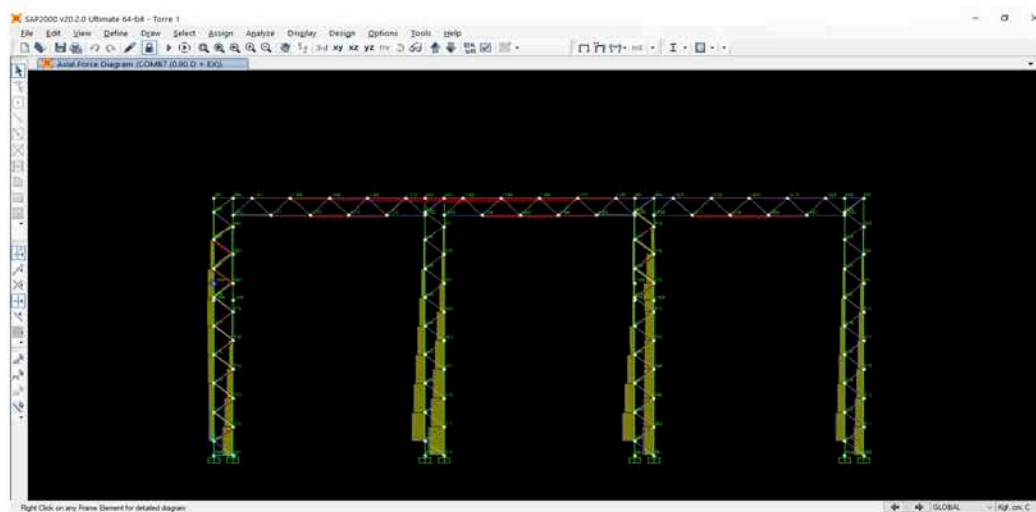
- Fuerza Axial (1.2 D + 1.6 L)



- Fuerza Axial (1.2 D + EX + L)

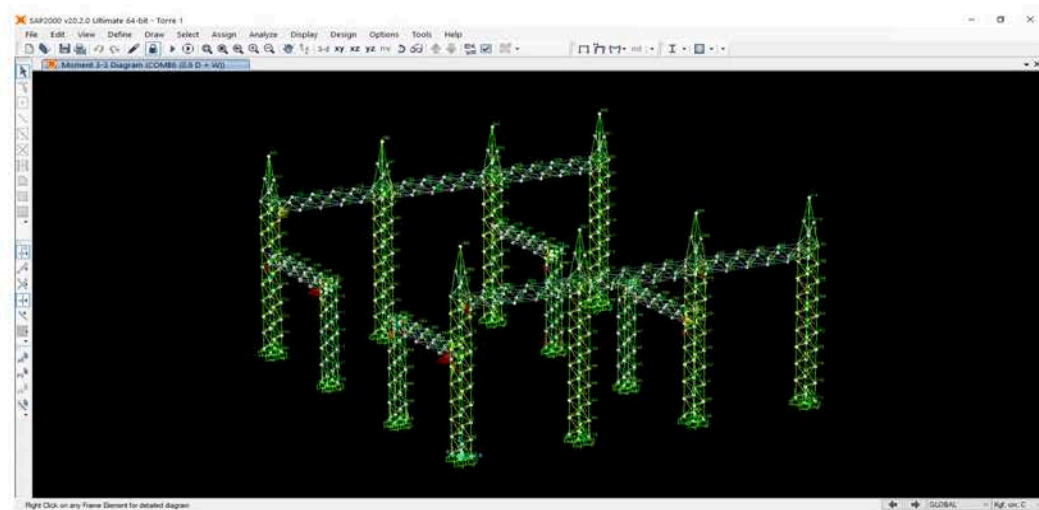


- Fuerza Axial (0.9 D + EX)

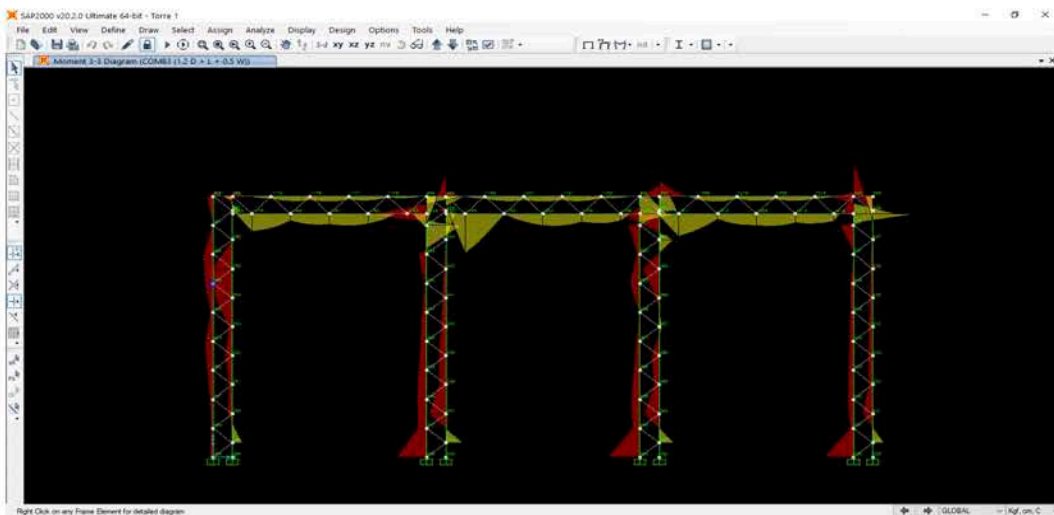




- Momento 3-3 (0.9 D + W)



- Momento 3-3 (1.2 D + L + 0.5 W)



- Esfuerzos en barras

Steel Stress Check Information (AISC 360-10)

Frame ID: 1801      Analysis Section: L-30x3  
Design Code: AISC 360-10      Design Section: L-30x3

COMBO ID	STATION LOC	STATION	----MOMENT INTERACTION CHECK-----	MAJ-SHR	MIN-SHR
ID	LOC	RATIO	= AXL + B-MAJ + B-MIN	RATIO	RATIO
DSTL1	0,00	0,917 (T)	= 0,917 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000
DSTL1	36,06	0,934 (T)	= 0,917 + 0,006 + 0,010	0,000	0,000
DSTL1	72,11	0,934 (T)	= 0,917 + 0,006 + 0,010	0,000	0,000
DSTL1	108,17	0,917 (T)	= 0,917 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000
DSTL2	0,00	0,786 (T)	= 0,786 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000
DSTL2	36,06	0,800 (T)	= 0,786 + 0,005 + 0,009	0,000	0,000
DSTL2	72,11	0,800 (T)	= 0,786 + 0,005 + 0,009	0,000	0,000

Modify/Show Overwrites: Overwrites      Display Details for Selected Item: Details      Display Complete Details: Tabular Data

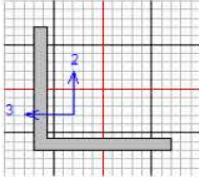
☒ Strength    ☐ Deflection    OK    Cancel    Stylesheet: Default    Table Format File

- Esfuerzos en barras: Detalles

Steel Stress Check Data AISC 360-10

File

Units: N, m, C



AISC 360-10 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)  
Units : N, m, C

Frame : 1801 X Mid: 1,500 Combo: DSTL1 Design Type: Beam  
Length: 1,092 Y Mid: 0,450 Shape: L-30x3 Frame Type: CMF  
Loc : 0,721 Z Mid: 0,400 Class: Compact Princpl Rot: 45,000 degrees

Provision: LRFD Analysis: Direct Analysis  
D/C Limit=0,950 2nd Order: General 2nd Order Reduction: Tau-b Fixed  
AlphaPr/Py=0,826 AlphaPr/Pe=3,517 Tau\_b=1,000 EA factor=0,800 EI factor=0,800  
Ignore Seismic Code? No Ignore Special EQ Load? No D/P Plug Welded? Yes

SDC: D I=1,000 Rho=1,000 Sds=0,500  
R=8,000 Omega=3,000 Cd=5,500  
PhiS=0,900 PhiC=0,900 PhiTY=0,900 PhiTF=0,750  
PhiS=0,900 PhiS-AI=1,000 PhiST=0,900

A=1,710E-04 I33=0,000 r33=0,009 S33=0,000 Av3=9,000E-05  
J=0,000 I22=0,000 r22=0,009 S22=0,000 Av2=9,000E-05  
Ixy=0,000 Imax=0,000 rmax=0,012 Smax=1,094E-06  
Rot= 45 deg rmin=0,006 Smin=0,000  
E=2,000E+11 fy=250000000,0 Ry=1,500 z33=1,228E-06  
RLLF=1,000 Fu=400000000 z22=1,228E-06

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo DSTL1)

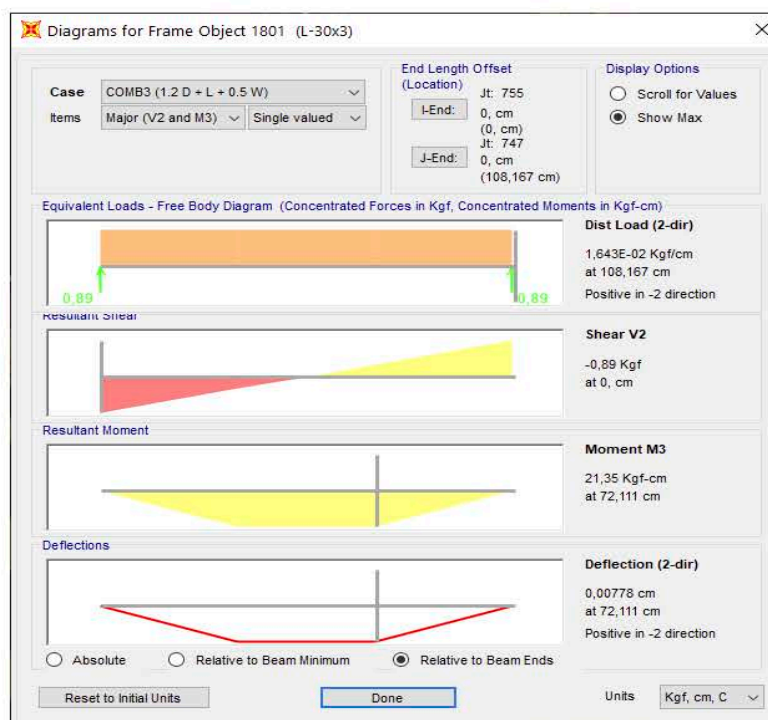
Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
0,721	35293,077	2,443	0,000	3,388	0,000	0,022

PMI DEMAND/CAPACITY RATIO (H2-1)  
D/C Ratio: 0,934 = 0,917 + 0,006 + 0,010  
= fa/Fa + fbw/Fbw + fbz/Fbz

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H2-1)

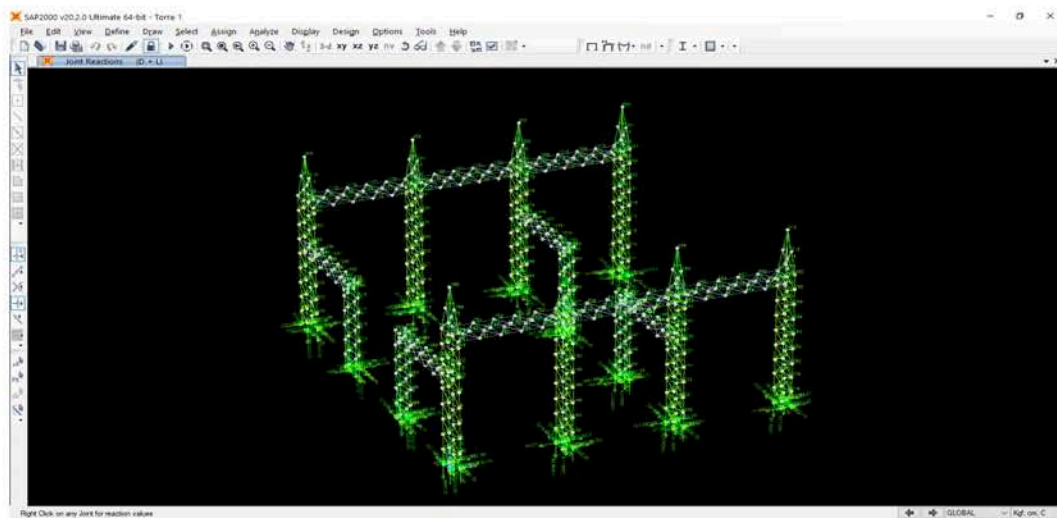
Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Factor	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

- Esfuerzos internos en barras, sujetas a momento.

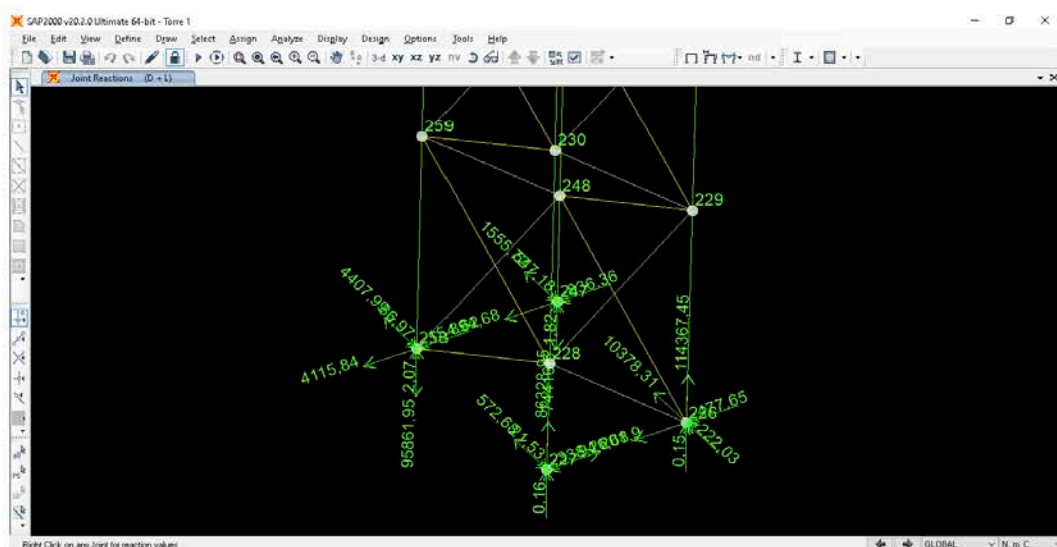


#### - Reacciones:

Finalmente, obtenemos las reacciones que nos sirven para el diseño de la cimentación, es cuales obtenido de estado de carga sin mayorar (D + L).



Siendo las más críticas:



donde se tiene:

JUNTA 1		
P =	-95.861	N
Mx =	-154	N.m
My =	-86	N.m

JUNTA 2		
P =	-74.416	N
Mx =	-836	N.m
My =	-547	N.m

JUNTA 3		
P =	86.328	N
Mx =	-338	N.m
My =	-21	N.m

JUNTA 4		
P =	114.367	N
Mx =	-477	N.m
My =	222	N.m