

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA MECÁNICA



**DISEÑO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL SOPORTE
DE ACERO PARA AISLADOR RÍGIDO TIPO
COLUMNA DE 220KV A.T., UTILIZANDO LOS
SOFTWARE DE DISEÑO ESTRUCTURAL MSC
NASTRAN Y SOLIDWORKS**

INFORME DE SUFICIENCIA

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO MECÁNICO**

Silvio Pablo, Pampa Rocha

PROMOCIÓN 2010-II

LIMA-PERÚ

2 015

GRATITUD a mis Padres: Daniela Rocha C. y Florencio Pampa S. quienes me apoyaron de una u otra forma, aun con todas las limitaciones que se pudieron haber presentado. Y por sus consejos oportunos de la vida.

Dedicado a los Ingenieros comprometidos con
la causa noble y creativa de ejercer la profesión.
Y también a los que sirven desinteresadamente
al Pueblo que les vio crecer y surgir.

ÍNDICE	Pág
AGRADECIMIENTOS.....	
DEDICATORIA.....	ii
ÍNDICE.....	iii
PRÓLOGO.....	1
CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	
1.1 ANTECEDENTES.....	4
1.2 OBJETIVOS.....	5
1.3 JUSTIFICACIÓN.....	5
1.4 ALCANCE.....	5
1.5 IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA.....	6
CAPÍTULO 2: GENERALIDADES DEL ACERO	
2.1 EL ACERO ASTM A36.....	8
2.1.1 Propiedades del Acero A36.....	8
2.1.1.1 Propiedades mecánicas.....	9
2.1.1.2 Propiedades físicas.....	9
2.1.1.3 Propiedades químicas.....	9
2.1.1.4 Aplicaciones.....	10
2.2 EL ACERO AL CARBONO ASTM A572.....	11
2.2.1 Características.....	11
2.2.2 Composición química.....	12
2.2.3 Aplicaciones.....	13

CAPÍTULO 3: TEORÍA DE VON MISES Y FACTOR DE SEGURIDAD

3.1	TENSIÓN DE VON MISES.....	15
3.2	FACTOR DE SEGURIDAD.....	17
3.2.1	Criterio de máximo esfuerzo cortante.....	18
3.2.2	Criterio de máxima energía de distorsión.....	19

CAPITULO 4: METODOLOGÍAS DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO

4.1	DISEÑO POR ESFUERZOS PERMISIBLES (ASD).....	20
4.2	DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD).....	22
4.2.1	Terminología LRFD.....	23
4.2.2	Ventajas del procedimiento.....	27
4.2.3	Incertidumbres en la resistencia.....	28
4.3	MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS: APLICACIÓN A LA MECÁNICA DE SÓLIDOS.....	29

CAPITULO 5: CRITERIOS DE CÁLCULO

5.1	MODELO ANALIZADO.....	35
5.2	HIPÓTESIS DE CARGA.....	35
5.3	APLICACIONES DE CARGAS.....	36
5.4	CARGAS APLICADAS.....	39
5.4.1	Peso Propio.....	40
5.4.2	Carga de Viento.....	40
5.4.2.1	Velocidad de diseño.....	40
5.4.2.2	Carga exterior de viento.....	41
5.4.3	Carga de sismo.....	43
5.4.4	Carga de mantenimiento.....	43
5.5	EVALUACIÓN DE CARGAS INTERNAS.....	43
5.6	DEFORMACIONES.....	43

5.7	CÁLCULO ESTRUCTURAL.....	45
5.7.1	Análisis de las fuerzas en el punto superior y en la base del soporte.....	46
5.7.2	Análisis de los momentos flectores.....	46
5.7.3	Esfuerzos de compresión.....	48
5.7.4	Esfuerzo crítico del elemento columna (F_{cr}).....	49
5.7.5	Esfuerzos de Flexo-Compresión.....	50
5.8	REPORTES DE LAS SIMULACIONES DE LOS SOFTWARE.....	53
5.8.1	REPORTE DEL NASTRAN.....	53
5.8.2	REPORTE DEL SOLIDWORKS.....	66
5.8.2.1	Análisis estático y enmallado.....	67
	CONCLUSIONES.....	72
	RECOMENDACIONES.....	73
	BIBLIOGRAFÍA.....	74
	PLANOS.....	75
	ANEXOS.....	76

PRÓLOGO

El presente informe trata de aplicar las Normas Técnicas estandarizadas y las Normas Nacionales ya elaboradas, estudiadas y enunciadas. Aplicar el método de cálculo estructural más convenientes y hacer uso de los Software de Simulación en Ingeniería Mecánica en particular estructuras en acero como un complemento. Siendo esta como una ayuda en la selección de materiales del Diseño pues la complejidad de algunas estructuras al modelizarlos se simplifica en el análisis y el reporte de resultados en menor tiempo es muy importante a la hora de presentar el proyecto de ingeniería.

El CAPÍTULO I, hace una introducción y da a conocer el objetivo del Informe. Así también antecedentes, justificación y alcances.

El CAPÍTULO II, explica las propiedades físicas, químicas y mecánicas del acero. Trataremos en estudio dos aceros que más se usa en la industria del acero estructural.

El CAPÍTULO III, trata de la teoría de esfuerzos de Von Mises y el concepto del Factor de Seguridad (FS). Pues es un factor importante que nos ayuda a seleccionar los perfiles estructurales.

El CAPÍTULO IV, muestra las metodologías de diseño como el ASD y LRFD. Sus ventajas, dando a conocer los parámetros y valores de los factores a utilizar. Además explica el ya conocido Método por Elementos Finitos como una discretización del sólido y pueden tratarse con métodos matriciales.

El CAPÍTULO V, se da a conocer el modelo a analizar, las hipótesis de cargas, aplicación de cargas y los valores respectivos de dichas cargas. Además muestra el cálculo estructural, análisis de esfuerzos a flexo-compresión y carga axial. Se usa la fórmula de Euler, se estudia la esbeltez y compacidad. También muestra el reporte de las Simulaciones del soporte en el MSC Nastran y el Solidworks. Estos son el esfuerzo de Von mises, desplazamiento máximo, y el factor de Seguridad (FS).

Agradezco al Ingeniero Mecánico Alejandro Huapaya por su colaboración y asesoría en el presente informe. También al Bachiller en Ingeniería Civil Luis Malpartida.

A todos los profesores de los cursos llevados en las aulas de UNI - FIM. Así como a la **Universidad Nacional de Ingeniería** por la exigente y sólida formación académica otorgada.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

La Ingeniería estructural en Acero se ha desarrollado ampliamente tanto en su aplicación como en su estudio actualmente, debido principalmente al perfeccionamiento de las computadoras y a la disponibilidad de nuevos métodos de cálculo. En los países desarrollados se ha llegado a la aplicación computacional de los principios de la mecánica clásica. Esta disciplina combina la mecánica teórica, los métodos numéricos y la computación. Denominándose así a esta disciplina Mecánica Computacional.

F.E.M. (Finite Element Method) que traducido sería Método de Elementos Finitos resulta de vital importancia al seleccionar los perfiles estructurales y las cargas de esfuerzos a soportar. Estas se diseñaran según las necesidades y requerimiento del cliente. Se aplica el Método de Elementos Finitos a las Estructuras Metálicas y el de Volúmenes Finitos a los Fluidos.

En el **Análisis de fatiga** ayuda a los diseñadores a predecir la vida del material o de la estructura, prediciendo el efecto de los ciclos de carga sobre el espécimen. Este análisis puede mostrar las áreas donde es más probable que se presente una grieta. El análisis por fatiga puede también predecir la tolerancia al fallo del material.

Diseño, modelado, análisis y cálculo son los pasos que se han dado en la simulación del soporte estructural obteniendo de esta forma un amplio criterio al momento de seleccionar y recomendar tipos de perfiles de las secciones transversales del material en acero.

Se presenta en el informe parte de la Memoria de Cálculo del Soporte Estructural en Acero realizado por el presente.

La Memoria de Calculo, será la sustentación y viabilidad de la Ingeniería del Proyecto. Para su evaluación, revisión, aprobación del cliente y ejecución. Luego son contruidos y armados en campo del lugar por el personal capacitado (montaje).

Se realiza la ampliación de soportes de aisladores para la compañía minera de la región de Ancash, estas son no existentes.

El método utilizado es el LRFD que consiste en una combinación lineal de cargas multiplicado por factores igual a 1 o mayores que 1. A cada combinación se denomina Carga Factorada.

Nos basamos dentro del marco de las normas técnicas como la AISC 2010 que nos darán una mejor calidad, seguridad y legalidad normativa.

1.1 Antecedentes

Las Estructuras Metálicas constituyen un sistema constructivo muy difundido en varios países, cuyo empleo suele crecer en función de la industrialización alcanzada en la región o país donde se utiliza.

Se elige su uso por sus ventajas en plazos de obra, relación coste de mano de obra – coste de materiales, financiación, etc.

Las estructuras metálicas poseen una gran capacidad resistente por el empleo del acero. Esto le confiere la posibilidad de lograr soluciones de gran envergadura, como en las torres de Alta tensión y pórticos de subestación eléctrica.

La soportería en acero es muy utilizada en las subestaciones eléctricas para los equipos como aisladores, pararrayos y/o Transformador de Tensión. Esto facilita el acceso y ubicación de los equipos eléctricos.

1.2 Objetivos

El presente documento tiene como objetivo, desarrollar los cálculos necesarios para el diseño y análisis estructural del soporte en acero para Aislador rígido tipo columna 220 KV A.T., utilizando los Software de diseño estructural MSC Nastran y Solidworks.

1.3 Justificación

Ante la necesidad de expandir la Subestación eléctrica a la intemperie se necesita construir nuevos soportes estructurales para los aisladores nuevos, correspondientes al Programa de Expansión del Sistema de Potencia de la Subestación Eléctrica de la empresa Minera situada en la región de Ancash, bajo las condiciones de trabajo recibidas.

1.4 Alcance

El presente informe solo se centrará en el Diseño estructural en acero y la elaboración de la ingeniería de detalle de un soporte para un Aislador rígido tipo columna de 220 KV.

Se usaran las normas AISC 2010. El análisis estructural se basará en el análisis por el método LRFD y también por el método de Elementos Finitos.

Este Informe tiene como alcance los cálculos estructurales del soporte bajo las condiciones de hipótesis halladas.

Soporte para Aislador, $h = 5.36 \text{ m}$

1.5 Identificación del Problema

Ante los cambios que se han dado por el contratista en los nuevos aisladores de mayor altura y la base que sujeta al soporte del original. Se hace necesario diseñar y armar nuevos soportes estructurales en acero A36.

Ante la expansión de la Red de Energía Eléctrica, para la entrega de más energía eléctrica de la empresa minera en Ancash se hace necesaria la expansión del Sistema de Potencia de la Subestación Eléctrica a la intemperie en campo.



Imagen 1.1 Aislador rígido tipo columna

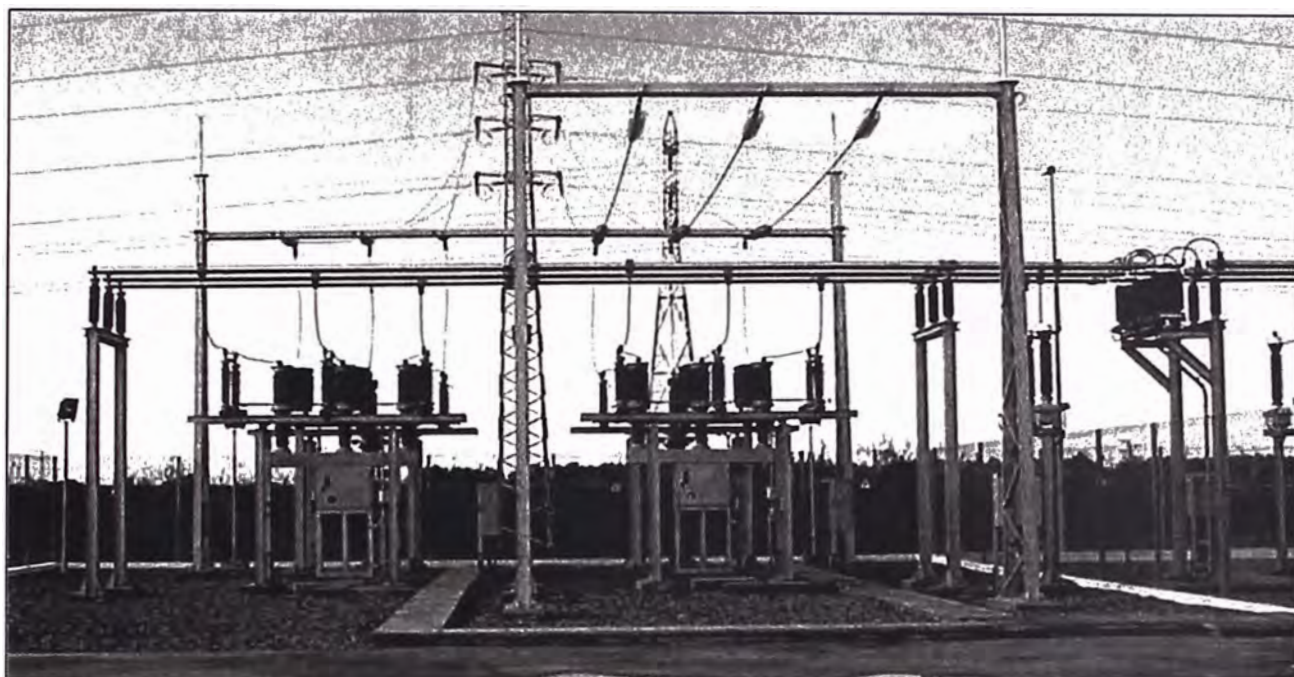


Imagen 1.2 Aislamiento eléctrico

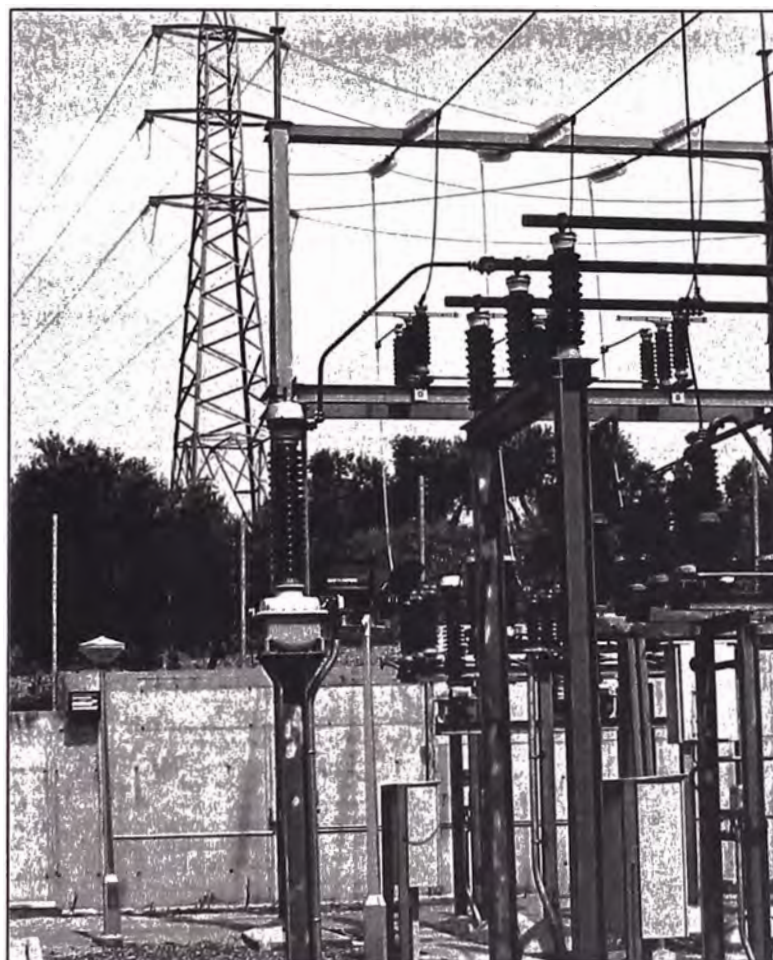


Imagen 1.3 Estructuras Metálicas en una subestación

CAPÍTULO II

2. GENERALIDADES DEL ACERO

2.1 El Acero ASTM A36

El acero suave es el tipo más común de acero utilizado en la construcción, la manufactura y muchas otras industrias. De los aceros al carbono, el acero ASTM A36 es una de las variedades más comunes en parte debido a su bajo costo. Ofrece una excelente resistencia y fuerza para un acero bajo en carbono y aleación. Aunque es propenso al óxido.

La denominación A36 fue establecida por la ASTM (American Society for Testing and Materials). El valor límite elástico del material considerado es el siguiente: Acero Estructural ASTM A-36: $S_y = 2531 \text{ kg/cm}^2 = 248 \text{ MPa}$.

2.1.1 Propiedades del Acero A36

Como la mayoría de los aceros, el A36, tiene una densidad de 7850 kg/m^3 (0.28 lb/in^3). El acero A36 en barras, planchas y perfiles estructurales con espesores menores de 8 pulg (203,2 mm) tiene un límite de fluencia mínimo de 250 MPA (36 ksi) y un límite de rotura mínimo de 410 MPa (58 ksi). Las planchas con espesores mayores de 8 pulg (203,2 mm) tienen un límite de fluencia mínimo de 220 MPA (32 ksi).

2.1.1.1 Propiedades mecánicas

En términos de propiedades mecánicas, el acero A36 tiene una resistencia a la tensión o la cantidad de presión necesaria para separar una barra de espesor establecido de 58000 a 79800 libras (26308.35 a 36196.67 kg) por pulgada cuadrada.

2.1.1.2 Propiedades físicas

El acero A36 tiene una densidad o masa por unidad de volumen de 7.85 gramos (0.017 lb) por centímetro cúbico o 0.284 libras (0.13 kg) por pulgada cúbica en medidas inglesas. Tiene un módulo de elasticidad de 200 GPa o 29000 ksi (199948.01 MPa). También tiene un módulo de cizallamiento de 79.3 GPa o 11500 ksi (79289.73 MPa).

2.1.1.3 Propiedades químicas

Como todos los aceros, el A36 se compone predominantemente de hierro (98 a 99 por ciento). Sin embargo, a diferencia de la mayoría de los aceros, tiene muy pocos elementos añadidos a él. Contiene 0.18 por ciento de carbono, 0.2 por ciento de cobre y entre 0.6 y 0.9 por ciento de manganeso para aumentar la fuerza y la resistencia. Tiene fósforo (0.04 por ciento máximo) e impurezas de azufre (0.05 por ciento máximo) que pueden hacer el acero frágil si se añade en cantidades demasiado grandes.

Composición Química (Valores promedio, %)

Tabla 2.1

C	Si	Mn	P	S
0.26 máx.	0.40 máx.	0.60 - 0.90	0.040 máx.	0.050 máx.

2.1.1.4 Aplicaciones

Las aplicaciones comunes del acero estructural A36 es en la construcción, y es moldeado en perfiles y láminas, usadas en edificios e instalaciones industriales; cables para puentes colgantes, atirantados y concreto reforzado; varillas y mallas electrosoldada para el concreto reforzado; láminas plegadas usadas para techos y pisos.

Debido a que el A36 tiene una composición química simple, es muy fácil de soldar, lo que lo convierte en un material estructural atractivo en los oficios de construir donde puede ser encontrado como un soporte temporal o permanente de material de revestimiento.

El acero A36 se produce en una amplia variedad de formas, que incluyen:

- Planchas
- Perfiles estructurales
- Tubos
- Barras
- Láminas

2.2 El Acero al carbono ASTM A572

La ASTM A572 es una especificación estándar publicada por American Society for Testing and Materials (ASTM). Esta es una Especificación Normalizada para Acero Estructural de Alta Resistencia y de Baja Aleación de Columbio-Vanadio.

Acero Estructural ASTM A-572 G50: $S_y = 3515 \text{ Kg/cm}^2 = 345 \text{ MPa}$.

2.2.1 Características

Acero estructural ASTM A 572 Grado 50 soldable y de baja aleación, aleado con Niobio y Vanadio como afinadores de grano.

Las placas de acero de alta resistencia / baja aleación poseen mayor resistencia que las placas tradicionales de acero al carbón, además de contar con gran ductibilidad, facilidad de rolado y soldado, dureza y resistencia a la fatiga. Estas placas de acero pueden reducir sustancialmente los costos de producción al dotar la resistencia requerida con un peso mucho menor.

La lamina A572 GR 50 es una Especificación Normalizada para Acero Estructural de Alta Resistencia de Baja Aleación de Columbio-Vanadio. Este acero es utilizado en aplicaciones, tales como construcción electrosoldada de estructuras en general o puentes, donde la tenacidad en las entalladuras es importante, los requisitos asociados con esta propiedad debido a la variedad de grados que contempla este tipo de acero deben ser especificados entre el comprador y el productor.

Disponible con un nivel mínimo de resistencia de 50000 psi. Las características de esta placa son su alta resistencia, buen manejo y facilidad de soldado a precios moderados. La resistencia a la corrosión atmosférica es la misma de las placas de acero al carbón.

2.2.2 Composición química:

Con la adición de Microaleantes (Niobio o Vanadio) se desarrollaron estos aceros de alta resistencia, haciéndolos más seguros en su comportamiento mecánico y lográndose una reducción en el consumo específico desde el punto de vista estructural.

El tipo de acero que abarca esta especificación normalizada se considera cinco grados de acero estructural de alta resistencia y de baja aleación en perfiles, placas, barras. Los Grados 42 (290 MPa), 50 (345 MPa), y 55 (380 MPa) están previstos para estructuras remachadas, atornilladas o electrosoldadas.

El **columbio** o **niobio** es un elemento químico de número atómico 41 situado en el grupo 5 de la tabla periódica de los elementos. Se simboliza como **Nb**. Es un metal de transición, dúctil, gris, blando y poco abundante. Se encuentra en el mineral niobita, también llamado columbita, y se utiliza en aleaciones. Se emplea principalmente aleado en aceros, confiriéndoles una alta resistencia.

El **vanadio** es un elemento químico de número atómico 23 situado en el grupo 5 de la tabla periódica de los elementos, su símbolo es **V**. Es un metal dúctil, blando y poco abundante. Se encuentra en distintos minerales y se emplea principalmente en algunas aleaciones. Es un metal suave, de color gris plateado y de transición dúctil. La formación de una capa de óxido del metal estabiliza al elemento contra la oxidación.

Tabla 2.2

Grado	%C máx.	%Mn máx.	%P máx.	%S máx.	%Si máx.
50	0.23	1.35	0.04	0.05	0.4

Tabla 2.3

	Elemento	Contenido
TIPO 1	Columbio (Niobio)	0.005 – 0.05
TIPO 2	Vanadio	0.01 – 0.15
TIPO 3	Niobio (0,05% máx.) más Vanadio	0.02 – 0.15

2.2.3 Aplicaciones

Sus mejores propiedades mecánicas, en comparación con el producto ASTM A 36, permiten reducir espesores y disminuir peso de estructuras remachadas, apernadas o soldadas como por ejemplo puentes, carrocerías, equipos de transporte y estructuras en general.

Este acero es utilizado en aplicaciones, tales como construcción electro soldada de estructuras en general o puentes, donde la tenacidad en las entalladuras es importante, los requisitos asociados con esta propiedad debido a la variedad de grados que contempla este tipo de acero deben ser especificados entre el comprador y el productor. Se usa el acero A572 grado 50, en Vigas W, H. Es empleado en la construcción de estructuras metálicas, entresijos, puentes, torres para

comunicación, herrajes eléctricos y edificaciones remachadas, atornilladas o soldadas.

Tabla 2.4

ASTM A-36	Acero estructural de 36 Ksi mínimo de límite elástico y de 58 - 80 Ksi de resistencia a la tensión.
ASTM A-572-50	Acero de calidad estructural de alta resistencia y baja aleación de Columbio o Vanadio de 50 Ksi mínimo de límite elástico y 65 Ksi mínimo de resistencia a la tensión.
Grado Dual A-36/A-572-50	Acero de calidad estructural de alta resistencia y baja aleación de Columbio o Vanadio de 50 Ksi mínimo de límite elástico y 65 - 80 Ksi de resistencia a la tensión.

Unidades: $1 \text{ Ksi} \equiv 1 \frac{\text{Kip}}{\text{in}^2} \equiv 10^3 \text{ psi} \equiv 70 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$

$1 \text{ Kip} \equiv 10^3 \text{ lb} \equiv 453.60 \text{ Kg}; 1 \text{ Kg} \equiv 2.2 \text{ lb}$

CAPÍTULO III

3. TEORÍA DE VON MISES Y FACTOR DE SEGURIDAD

3.1 Tensión de Von Mises

La **tensión de Von Mises** es una magnitud física proporcional a la energía de distorsión. En ingeniería estructural se usa en el contexto de las teorías de fallo como indicador de un buen diseño para materiales dúctiles.

La tensión de Von Mises puede calcularse fácilmente a partir de las tensiones principales del tensor tensión en un punto de un sólido deformable, mediante la expresión:

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{2}}$$

Siendo σ_1 , σ_2 , σ_3 las tensiones principales.

El esfuerzo de Von Mises se usa como un criterio para determinar la aparición de una falla en materiales dúctiles. El criterio de falla establece que el esfuerzo de von Mises σ_{VM} debe ser menor que el esfuerzo de fluencia S_Y del material. En forma de desigualdad, el criterio puede escribirse como

$$\sigma_{VM} \leq S_Y$$

El esfuerzo de von Mises σ_{VM} esta dado por

$$\sigma_{VM} = \sqrt{I_1^2 - 3I_2} \dots\dots\dots (1)$$

donde I_1 e I_2 son las primeras dos invariantes del tensor esfuerzo. Para el estado general de esfuerzo, expresado por la ecuación

$$\sigma = [\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{yz}, \tau_{xz}, \tau_{xy}]^T,$$

I_1 e I_2 están dados por:

$$I_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$$

$$I_2 = \sigma_x\sigma_y + \sigma_y\sigma_z + \sigma_z\sigma_x - \tau_{yz}^2 - \tau_{xz}^2 - \tau_{xy}^2$$

En términos de los esfuerzos principales σ_1 , σ_2 y σ_3 , las dos invariantes pueden escribirse como

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$$

$$I_2 = \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1$$

Es fácil verificar que el esfuerzo de Von Mises dado en la ecuación (1). Puede expresarse en la forma

$$\sigma_{VM} = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$$

Para el estado de esfuerzo plano, tenemos

$$I_1 = \sigma_x + \sigma_y$$

$$I_2 = \sigma_x\sigma_y - \tau_{xy}^2$$

Y para la deformación unitaria plana

$$I_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$$

$$I_2 = \sigma_x\sigma_y + \sigma_y\sigma_z + \sigma_z\sigma_x - \tau_{xy}^2$$

donde

$$\sigma_z = \nu(\sigma_x + \sigma_y).$$

El contorno de la zona de no falla está dado por $\sigma_e \leq S_y$

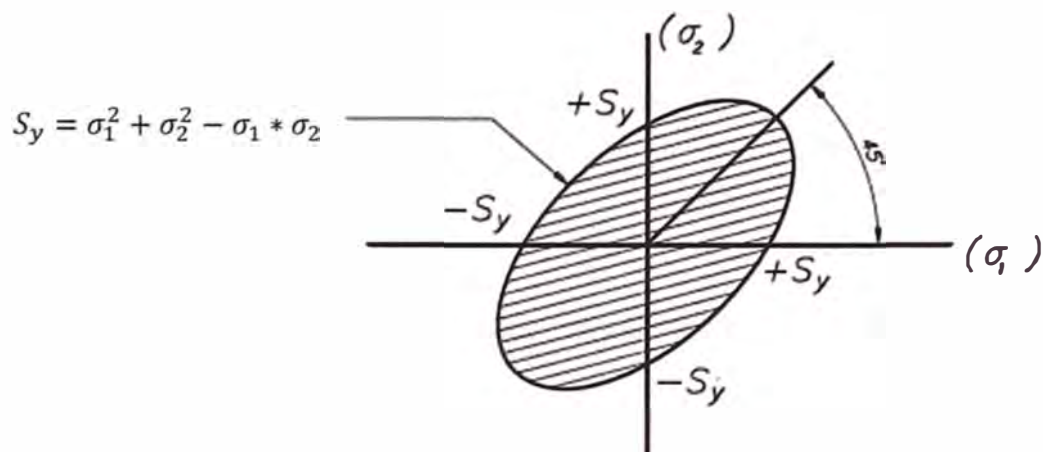


Fig. 3.1

3.2 Factor de Seguridad

Es la proporción en la cual debería aumentar el valor del esfuerzo actuante sobre un material, para producir la falla de este.

a).- En el caso de un estado uniaxial:

La comparación es directa: σ (estado actuante) y S_y (límite de fluencia)

Factor de seguridad:

$$FS = \frac{S_y}{\sigma} \dots\dots\dots (a)$$

b).- En el caso de un estado plano o triaxial:

La comparación se hace mediante un criterio de fallas:

$$\begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 \\ 0 & \sigma_2 \end{bmatrix} \rightarrow \sigma_e$$

Factor de seguridad: $FS = \frac{S_y}{\sigma_e} \dots\dots\dots (b)$

También se puede obtener mediante el grafico del criterio de fallas; por ejemplo:

3.2.1 Criterio de máximo esfuerzo cortante:

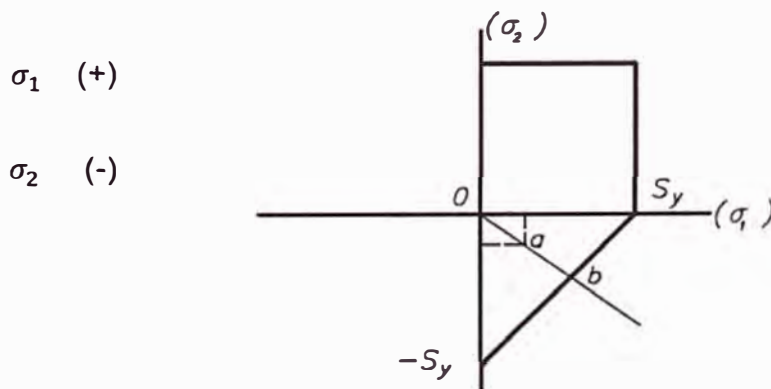


Fig. 3.2

3.2.2 Criterio de máxima energía de distorsión:

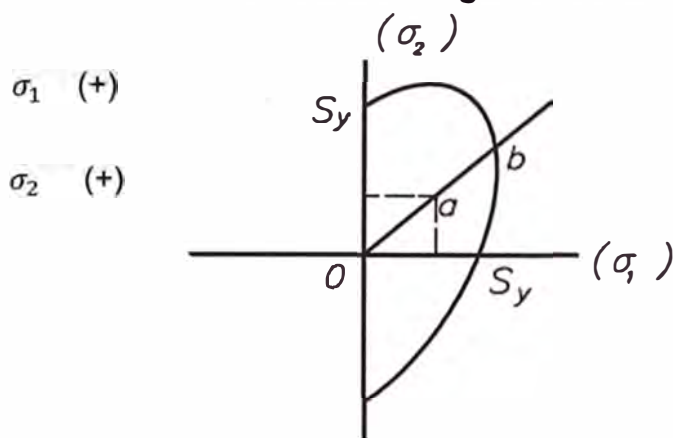


Fig. 3.3

$$FS = \frac{ob}{oa} \dots\dots\dots (c)$$

Según el criterio de estados límite de falla, la estructura está dimensionada de manera que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza o momento interno que actúe en ella (fuerza axial, fuerza cortante, momento flexionante, momento de torsión) o a la combinación de dos o más de ellos, sea igual o mayor que el o los valores de diseño de dicha fuerza o momento internos.

Se considera que un material falla cuando éste se deforma o cede bajo carga estática. Es decir, $\sigma_e > S_y$ Entonces se producirá la fractura o la falla.

Para determinar el factor de seguridad (FS) aplicable al diseño y confiar en que éste no fallará bajo carga estática, se aplica la siguiente ecuación,

$$FS = \frac{S_y}{\sigma_e}$$

El criterio de aceptación es cuando el FS sea mayor o igual a uno, considerando que las cargas están con factor en las hipótesis de carga.

CAPÍTULO IV

4. METODOLOGÍAS DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO

Dos son los enfoques del Diseño estructural en acero propuestos por el AISC:

4.1 Diseño por Esfuerzos Permisibles; ASD (Allowable Stress Design)

El método ASD ya tiene más de 100 años de aplicación; con él se procura conseguir que los esfuerzos unitarios actuantes reales en los miembros estructurales sean menores que los esfuerzos unitarios permisibles, aconsejados por el reglamento.

Este método de diseño denominado también diseño elástico, consiste en determinar, **en primer** término, los esfuerzos que se presentan en las secciones críticas de un miembro estructural bajo la acción de las cargas de servicio o de trabajo, considerando un comportamiento elástico del material. Se considera que un miembro está diseñado **correctamente** cuando los esfuerzos de trabajo, ocasionados por las cargas de servicio **que** obran en el miembro no exceden los esfuerzos permisibles.

Los esfuerzos permisibles se estipulan en las especificaciones de diseño de **acuerdo** con el tipo de elemento estructural, tipo de acero y solicitaciones que obran en la estructura. En general, los esfuerzos permisibles se obtienen dividiendo los esfuerzos de **falla** del material y tipo de sollicitación entre un factor de seguridad. En general, los esfuerzos permisibles son una fracción del esfuerzo correspondiente

al límite inferior de fluencia (esfuerzo de fluencia, S_y), o del esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión S_u del acero, utilizado en el diseño de la estructura o del esfuerzo crítico de un elemento.

Ecuación básica de diseño:

$$F_{\text{calc.}} \leq F_{\text{perm.}}$$

donde:

$F_{\text{calc.}}$ = esfuerzo calculado en un componente estructural bajo las cargas de servicio o de trabajo, en kg/cm^2 .

$F_{\text{perm.}}$ = esfuerzo permisible, en kg/cm^2 .

$$F_{\text{perm}} = \frac{F_n}{F_s} = \frac{\text{Esfuerzo de falla}}{\text{Factor de seguridad}}$$

El margen de seguridad se representa mediante el Factor de Seguridad (**FS**) y se aplica en el mismo lado de la resistencia de la ecuación básica de diseño. Típicamente, **FS = 1.67** para diseño de miembros estructurales en tensión y **FS = 2.0** para diseño de conexiones estructurales vigas, columnas.

El factor de seguridad no refleja las diferencias de niveles de las incertidumbres asociadas con las diferentes combinaciones de carga. Por ejemplo, se usa el mismo factor de seguridad para las cargas muertas y vivas.

4.2 Diseño por Factores de Carga y Resistencia ó Estados Límites; LRFD (Load and Resistance Factor Design)

Este método de diseño denominado también **diseño por estados límite o resistencia última**, consiste en determinar en primer término, las acciones (cargas o momentos) que se presentan en las secciones críticas de un miembro estructural o estructura bajo el efecto de las acciones de diseño o cargas factoradas.

En general, las cargas factoradas se obtienen **multiplicando** las cargas de **servicio** o **de trabajo** por un factor de carga, que suele ser mayor que la unidad.

Ecuación básica de diseño:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

Donde:

Q_i = efecto de las acciones calculado (M, V, P, etc.) bajo cargas de servicio i, donde i = D (carga muerta), L (carga viva), S (sismo), W (viento), etc.

γ_i = factor de carga; depende del tipo y combinación de carga (toma en cuenta las incertidumbres de los efectos de las **cargas**).

R_n = resistencia **nominal** = esfuerzo o fuerza correspondiente a la falla.

ϕ = factor de resistencia menor que la unidad, depende del tipo de resistencia (toma en cuenta las incertidumbres en la resistencia).

El margen de seguridad se incorpora en los dos factores de carga y reducción de la **resistencia** (γ y ϕ), y se aplica a ambos lados de la ecuación básica de diseño: **acciones contra** resistencia.

Con LRFD, el margen de seguridad proporcionado en el diseño puede ser más

realista y refleja la diferencia de niveles o incertidumbres asociadas con diferentes condiciones de carga. Por ejemplo, se usa un factor de carga menor para las cargas muertas (1.2) que para las cargas vivas (1.6), lo cual refleja una incertidumbre mayor en las cargas vivas.

Ecuación básica de diseño, LRFD:

Efecto de las acciones (Fuerzas, esfuerzos, deflexiones, etc.) [Q]	\leq	Resistencia a los efectos de las acciones (Resistencia, rigidez, ductilidad) [R]
--	--------	--

Los dos lados de la ecuación básica de diseño están asociados a varias incertidumbres. Incertidumbres en las acciones (dependiendo del tipo de carga).
Incertidumbres en las combinaciones de **carga**.
Incertidumbres en el modelaje y análisis estructural.

4.2.1 Terminología LRFD

Resistencia requerida = Fuerza máxima en un miembro o conexión bajo cargas factoradas.

Resistencia nominal = Fuerza que causa la falla del miembro o de la conexión.

Resistencia de diseño = Resistencia nominal multiplicada por un factor de resistencia.

Ecuación básica de diseño:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

Resistencia requerida \leq Resistencia de diseño

Ecuaciones de diseño.

$$T_u \leq \phi T_n \rightarrow \text{Tensión}$$

$$P_u \leq \phi P_n \rightarrow \text{Compresión}$$

$$M_u \leq \phi M_n \rightarrow \text{Flexión}$$

$$V_u \leq \phi V_n \rightarrow \text{Cortante}$$

Estado límite = Un límite de utilidad estructural = un modo de falla.

Resistencia por estados límite (se revisa utilizando cargas factoradas): Un modo de falla que afecta la seguridad de la estructura.

La resistencia por estados límite en estructuras de acero, generalmente involucra uno de los tres fenómenos siguientes:

- Fractura.
- Inestabilidad (local, de miembro o de conjunto).
- Flujo plástico (generalmente tratado como un estado límite de resistencia cuando resulta en una deformación excesiva; la fluencia localizada no se considera un estado límite de resistencia).
- Estados límite de servicio (se revisan con las cargas de servicio, sin factorar).

Durante las dos últimas décadas, el diseño estructural se está moviendo hacia un procedimiento más racional basado en conceptos de probabilidades. En esta metodología (LRFD) se denomina “estado límite” aquella condición de la estructura en la cual cesa de cumplir su función.

Los estados límites se dividen en dos categorías: **Resistencia** y **Servicio**. El primer estado tiene que ver con el comportamiento para máxima resistencia dúctil, pandeos, fatiga, fractura, volteo o deslizamiento. El segundo estado tiene que ver con la funcionalidad de la estructura, en situaciones tales como deflexiones, vibraciones, deformación permanente y rajaduras.

Lo que se pretende, entonces, es conseguir que la estructura no sobrepase los estados límites mencionados, pero como es imposible conseguir riesgo cero en la práctica, el diseñador se debe conformar con una probabilidad adecuada. Para poder conseguirla se debe basar en métodos estadísticos, que se denominan “Métodos de Confiabilidad de momentos de primer orden - segundo orden” para no sobre pasar la resistencia de los elementos, que es lo que más preocupa al diseñador.

Aceptando los criterios de base estadística en los que se basa este nuevo método, se puede expresar el requerimiento de seguridad estructural como sigue:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \Phi R_n$$

La parte ΦR_n de la inecuación representa la resistencia del componente o sistema, y la parte $\sum \gamma_i Q_i$ representa la carga máxima esperada. La resistencia nominal R_n es reducida por un factor menor que la unidad (factor de resistencia)

para obtener la “**Resistencia de Diseño**”. Al otro lado de la inequación, las cargas son amplificadas por sus respectivos factores de mayorizaciones γ_i para tener las cargas factoradas.

Factores de Resistencia ϕ , dependen del estado límite:

- Elemento de Tensión
 - Deformación $\phi = 0.9$
 - Fractura $\phi = 0.75$
- Compresión $\phi = 0.9$
- Esfuerzo por Flexión $\phi = 0.9$
- Esfuerzo cortante $\phi = 1$

Durante la última década ha ganado terreno en USA la adopción de la filosofía de diseño AISC-Diseño por Factores de Carga y Resistencia (AISC-LRFD), en especial para el caso de las estructuras de acero, desde la divulgación de las Especificaciones AISC-86 correspondientes y que están basadas en los siguientes criterios:

- a) Un modelo basado en probabilidades.
- b) Calibración de los resultados con los que se obtiene en el método ASD, con el objeto que las estructuras no sean muy diferentes entre ambos métodos.

4.2.2 Ventajas del Procedimiento

1. Es una herramienta adicional para que el diseñador no difiera en su concepto de solución que emplea en diseño de concreto armado, por ejemplo.
 2. LRFD aparece más racional y por lo tanto se acerca más a la realidad de lo que ocurre en la vida útil de la estructura.
 3. El uso de varias combinaciones de cargas conduce a economía de la solución, porque se acerca con más exactitud a lo que ocurra.
 4. Facilita el ingreso de las bases de diseño conforme más información esté disponible.
 5. Es posible introducir algunos cambios en los factores γ_i o ϕ cuando se conoce con mayor exactitud la naturaleza de las cargas. Esto tiene importancia cuando existen cargas no usuales, o mejor conocimiento de la resistencia.
 6. Futuros ajustes y calibraciones serán más fáciles de hacer.
- LRFD proporciona un margen de seguridad más uniforme y confiable bajo diferentes condiciones de carga. Es decir, LRFD permite que el factor de seguridad sea más preciso para diferentes tipos de carga y combinaciones de las mismas.

- Las resistencias nominales (R_n) se indican explícitamente en las Especificaciones LRFD. El diseñador cuenta con mayor información sobre el comportamiento real de la estructura.
- Cuando sea posible, las resistencias nominales se dan en términos de fuerzas en vez de esfuerzos. Esto frecuentemente proporciona una mejor representación del comportamiento estructural real.

4.2.3 Incertidumbres en la Resistencia

Incertidumbres en las propiedades de los miembros (propiedades del material, dimensiones, imperfecciones iniciales, esfuerzos residuales).

Incertidumbres en la predicción del comportamiento estructural (depende del modo **de** falla de un elemento estructural, es decir, pandeo general de una columna, pandeo local de patines o del alma, pandeo por flexo torsión, fractura en la sección neta, ruptura por cortante y tensión combinadas, etc.)

Vista gráfica de incertidumbres

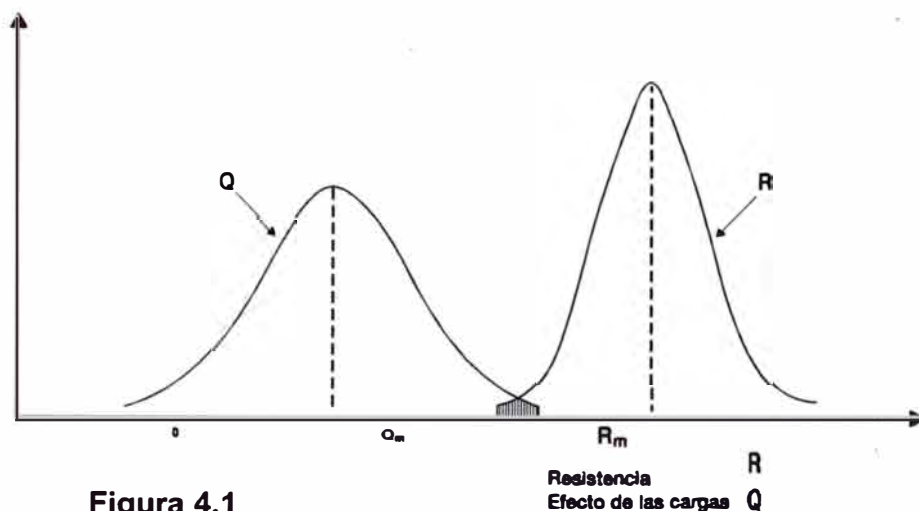


Figura 4.1

Frecuencia versus Resistencia-Efecto de las cargas.

Debido a las incertidumbres en los efectos de las cargas (Q) y en la resistencia (R), se requiere un margen de seguridad entre Q y R .

La diferencia fundamental entre los métodos de diseño ASD (Diseño por Esfuerzos Permisible) y LRFD (Diseño por Factores de Carga y Resistencia) consiste en la manera en que se incorpora el margen de seguridad en el proceso de diseño.

4.3 Método de elementos finitos: aplicación a la mecánica de sólidos

El Método de los Elementos Finitos es un método numérico de resolución de problemas de Mecánica de Sólidos que resulta de gran importancia por su utilidad práctica. Es una herramienta de cálculo muy potente que permite al ingeniero estructurista resolver infinidad de problemas. Sin embargo, es un método que no proporciona la solución "exacta" a un problema dado, sino que, en realidad, posibilita

obtener una solución aproximada que, con el juicio ingenieril que se le supone al calculista, puede ser más que suficiente para la resolución de un problema práctico.

Su idea básica no puede ser más sencilla: dado un sólido, sometido a un sistema de cargas y coaccionado por unas ligaduras, el método consiste en subdividir el sólido en pequeñas partes (elementos) interconectadas entre sí a través de los nudos de los elementos, de manera que suponemos que, el campo de desplazamientos en el interior de cada elemento, puede expresarse en función de los desplazamientos que sufren los nudos del elemento (desplazamientos nodales); posteriormente, se podrá determinar la matriz de rigidez de cada elemento, las cuales una vez ensambladas (siguiendo los pasos del análisis matricial de estructuras), permitirán la obtención de los desplazamientos en los nudos de cada elemento. De esa manera, una vez conocidos dichos desplazamientos, podríamos determinar, de una forma aproximada como ya se dijo antes, las tensiones y las deformaciones en el interior del elemento.

Veamos con un ejemplo lo dicho anteriormente. Supongamos el problema de la Figura 4.2, que corresponde a un problema de una placa de dimensiones finitas, sometida a tracción en sus lados superior e inferior, y que posee un agujero circular, de un determinado radio, en su centro.

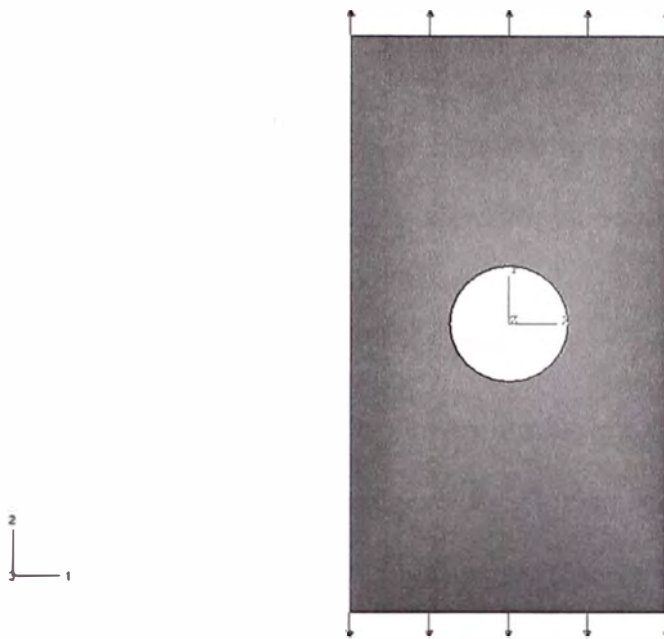


Figura 4.2

Una modelización por elementos finitos de este problema, empleando elementos triangulares por ejemplo, podría ser la representada en la Figura 4.3, en la que se representa la malla de un modelo que podría utilizarse para la resolución del problema.

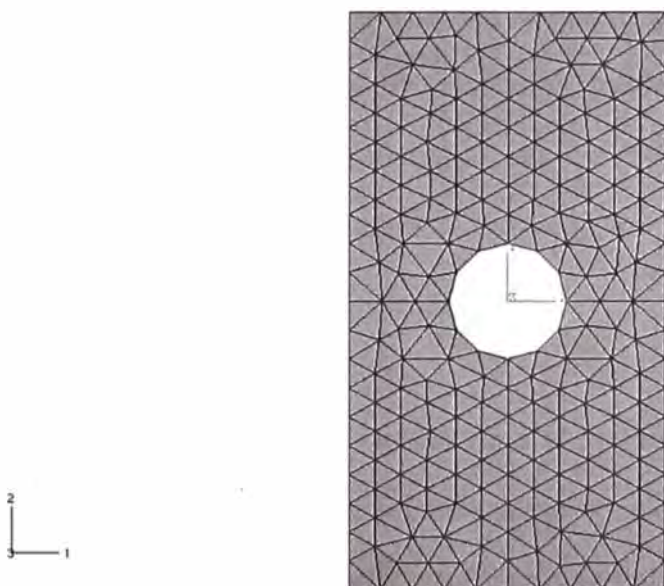


Figura 4.3

Como vemos en dicha figura, la placa ha sido subdividida en elementos triangulares, de forma que estos elementos se suponen interconectados a través de sus vértices. Evidentemente, dado el número de elementos que hemos utilizado, el agujero circular de la realidad, por ejemplo, ya no es circular en nuestro modelo sino que es un dodecágono.

Las consideraciones hechas conducen a que, irremisiblemente, la solución que vamos a obtener es una aproximación a la solución real del problema de la Figura 4.2 pero, muchas veces, en la aplicación práctica en ingeniería estructural, esto puede ser más que suficiente. No obstante, podríamos haber “refinado” la malla anterior reduciendo el tamaño de los elementos, y por tanto aumentando el número de ellos, lo que hubiese permitido modelizar mejor la geometría del agujero central de la placa, y así obtener una solución que, aunque siguiera siendo aproximada, resultara más próxima a la realidad.

Todo lo anterior, nos ilustra sobre las posibilidades del método, que no sólo se limita a casos bidimensionales sino que, también, permite analizar problemas tridimensionales: podemos analizar cualquier pieza de cualquier geometría, obteniendo el campo tenso-deformacional en su interior, y así luego poder comprobar que la pieza analizada cumple con los requisitos estructurales que esperábamos de ella.

En general, en un problema a analizar por el Método de los Elementos Finitos, conoceremos las fuerzas exteriores aplicadas en algunos de sus nudos y los valores de los desplazamientos en otros (dependiendo de las ligaduras que posea el sólido). La clave del método está en que, tras su aplicación, obtendremos una

expresión del tipo:

$$\{F\} = [K]\{u\}$$

en la que, $\{F\}$ es un vector columna, conocido como vector de cargas, en el que están todas las fuerzas exteriores (las directamente aplicadas y las reacciones producidas por en la que, $\{F\}$ es un vector columna, conocido como vector de cargas, en el que están todas las fuerzas exteriores (las directamente aplicadas y las reacciones producidas por las ligaduras) que actúan sobre el sólido; en el miembro de la derecha nos encontramos al vector $\{u\}$, denominado vector de desplazamientos nodales, que representa, de manera ordenada, todos los desplazamientos que experimentan los nudos del modelo, y la matriz $[K]$, que se conoce como matriz de rigidez del sistema estructural y, cuya formación constituye el “corazón” de este método. Al igual que sucedía con la técnica convencional del análisis matricial de estructuras, del vector de cargas conoceremos sus componentes correspondientes a las cargas directamente aplicadas al sólido pero, en general, no conoceremos las cargas de reacción que aparecen como consecuencia de las ligaduras existentes. Del vector de desplazamientos nodales no conoceremos muchas de sus componentes aunque sí algunas que resultan consecuencia directa de las ligaduras que existan.

Lógicamente, si se dispone de la matriz $[K]$, el hacer un nuevo análisis del sólido con otro tipo de cargas, por ejemplo, en la hipótesis de que se mantiene su misma geometría y las propiedades del material del que está realizado, es muy sencillo, pues sólo es necesario cambiar los vectores $\{F\}$ y $\{u\}$.

Un paso previo, para comprender este método, es analizar el significado físico de la Matriz $[K]$, para lo que es conveniente estudiar el comportamiento de una barra, articulada en sus extremos (la barra sólo trabaja a esfuerzos axiales) y del conjunto de un sistema de barras articuladas entre sí (estructura articulada).

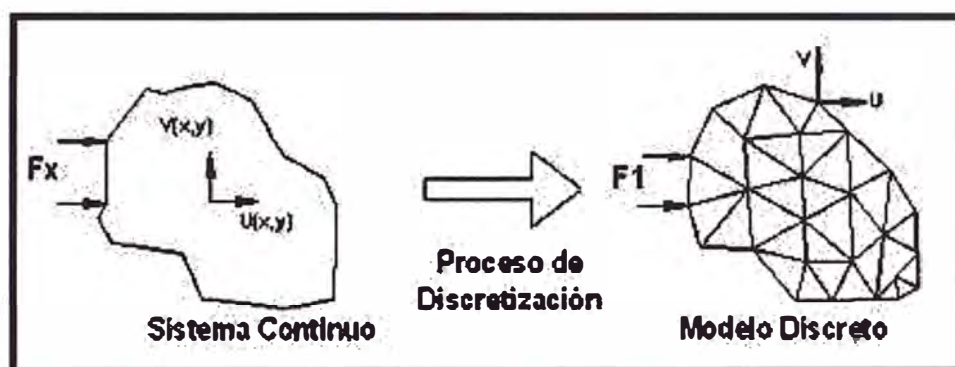


Fig. 4.4 Proceso de análisis de un problema físico mediante Elementos Finitos

CAPÍTULO V

5. CRITERIOS DE CÁLCULO

5.1 Modelo analizado

- a) El dimensionamiento de la estructura y los elementos que las componen se efectuará de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de fluencia y de servicio.
- b) La estructura será analizada con todas las hipótesis de carga, que corresponden a Carga Normal y las Cargas Extraordinarias.

5.2 Hipótesis de cargas

Las estructuras serán analizadas para las hipótesis de carga indicadas.

Caso 1	1.5 PP + 1.3 TE + 1.5 Viento
Caso 2	1.2 PP + 1.3 TE + 1.4 Sismo(x, z)
Caso 3	1.2 PP + 1.3 TE + 1.1 CMM
Caso 4	1.2 PP + 1.3 TD

PP	Peso propio
TE	Tensión básica del conductor o tiro longitudinal
TD	Carga de Cortocircuito longitudinal o transversal
Viento	Cargas de viento máximo
Sismo(x, z)	Carga de sismo
CMM	Carga de Montaje y mantenimiento

5.3 Aplicaciones de cargas

Las cargas aplicadas sobre el soporte se aplican en los agujeros de la base donde se asienta el equipo, según cuadro de cargas.

VALORES DE LAS CARGAS APLICADAS:

A. CARGAS NORMALES (N)

Cargas en (N)	WE	Wad	WS
Valor	2678	0	3115
Pto. Aplicación	0	0	0
Tension (N)	TE	TD	
Valor	0	1400	
Pto. Aplicación	3242	3242	
Extraordinarias (N)	CMM		
Valor	1471.5		
Pto. Aplicación	0		

B. CARGAS POR SISMO (N)

Cargas en (N)	Equipos		Soportes	
	SE(x,y)	SE(z)	SS(x,y)	SS(z)
Valor	1339	803	1557	934
Pto. Aplicación	1621	0	-2679	0

C. CARGAS POR VIENTO (N)

Cargas en (N)	Equipos	Soportes	Tabo
	VE	VS	VT
Valor	488	825	300
Pto. Aplicación	1621	-2679	3242

D. DATOS DEL SOPORTE Y EQUIPO

Datos	ASLADOR	UNID
H eq	3242	mm
H sp	5358	mm
ancho eq.	213	mm
ancho sp.	200	mm
Peso Eq	273	Kg
Peso SP	317.47	Kg
Peso Adc	0	Kg
C.MM	150	Kg
P.viento	72	Kg/m2
A.P. Eq	0.6905	m2
A.P. Sp	1.1686	m2
D2	1621	mm

Factores de Sismo:

FS(x,y)	0.5
FS(z)	0.3

Ubicación de las cargas aplicadas

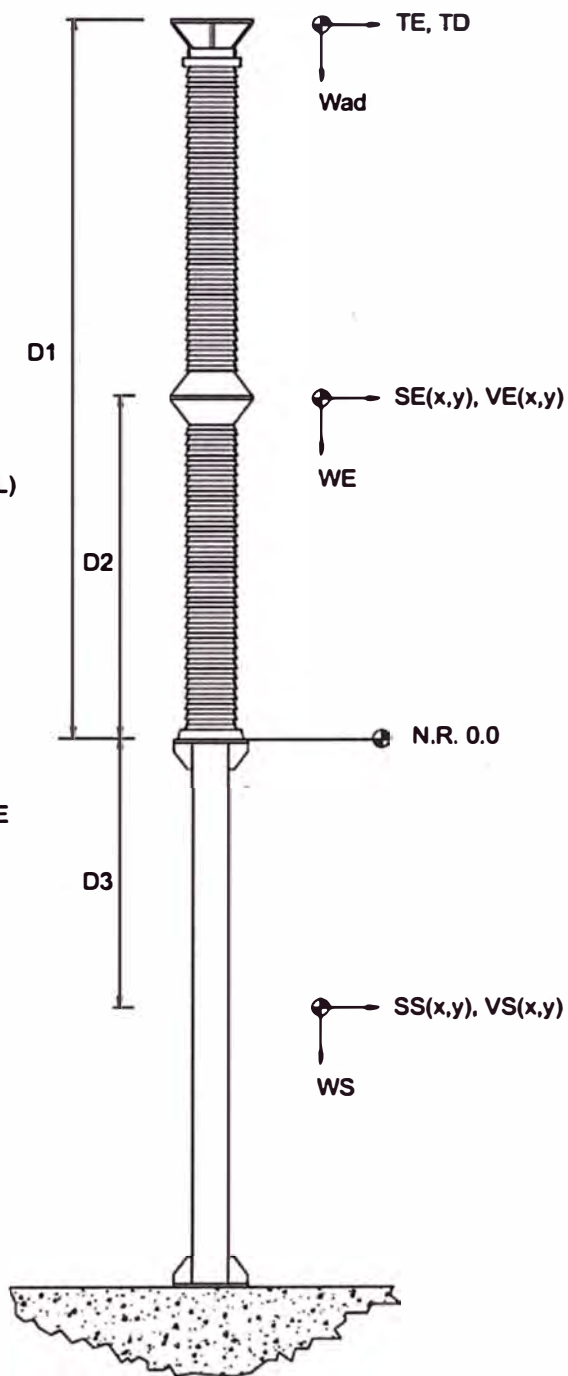
Fig. 5.1

Donde:

- TE CARGA DE TENSION (LONGITUDINAL)
- TD CARGA DE TIRO (TRANSVERSAL)
- Wad PESO ADICIONAL
- WE PESO DEL EQUIPO
- WS PESO DEL SOPORTE
- SE EFECTO DE SISMO EN EL EQUIPO
- SS EFECTO DE SISMO EN EL SOPORTE
- VE EFECTO DE VIENTO EN EL EQUIPO
- VS EFECTO DE VIENTO EN EL SOPORTE

Donde:

- D1 Distancia de la base al punto de aplicacion de la carga TE,TD,
- D2 Distancia de la base al punto de aplicacion de la carga SE,VE.
- D3 Distancia de la base al punto de aplicacion de la carga SS,VS.



5.4 Cargas aplicadas

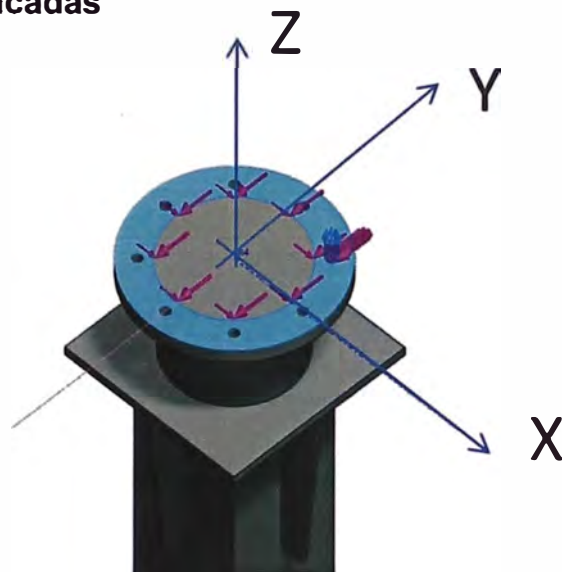


Figura 5.2

Sujeción del Soporte

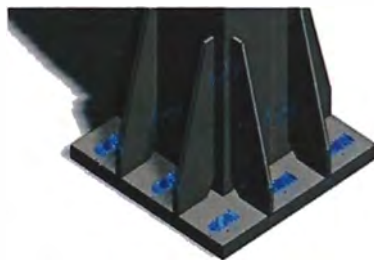


Fig.5.3



Fig. 5.4 Columna estructural de acero A36

5.4.1 Peso Propio

La carga muerta está constituida por todo el peso propio y asignado por el software de análisis.

5.4.2 Carga de Viento

Se ha considerado velocidad de viento de 100 Km/h, según el mapa eólico.

Según la geometría se ha calculado el área proyectada de:

Área proyectada aproximada del soporte = 1.1686 m².

Área proyectada aproximada del equipo = 0.6905 m².

La carga de viento se ha distribuido en la cara de mayor incidencia y en una sola dirección. Esto es el caso más crítico.

5.4.2.1 Velocidad de diseño

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

La velocidad de diseño del viento en cada altura de la edificación se obtendrá de la siguiente expresión.

$$V_h = V * \left(\frac{h}{10}\right)^{0.22}$$

donde:

V_h : velocidad de diseño en la altura h en Km/h

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

h : altura sobre el terreno en metros

5.4.2.2 Carga exterior de Viento

La carga exterior (presión o succión) ejercida por el viento se supondrá estática y perpendicular a la superficie sobre la cual se actúa. Se calculará mediante la expresión:

$$P_h = 0.005 * C * V_h^2$$

donde:

P_h : presión o succión del viento a una altura h en Kgf/m²

C : factor de forma adimensional indicado en la Tabla 5.1

V_h : velocidad de diseño a la altura h, en Km/h

TABLA 5.1

FACTORES DE FORMA (C)

CONSTRUCCIÓN	BARLOVENTO	SOTAVENTO
Superficies verticales de edificios	+0,8	-0,6
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido del viento	+1,5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0,7	
Tanques de agua, chimeneas, y otros de sección cuadrada o rectangular	+2,0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda 45°	+0,8	-0,5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0,3 -0,7	-0,6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0,7 -0,3	-0,6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0,8	-0,6
Superficies verticales ó inclinadas(planas ó curvas) paralelas a la dirección del viento	-0,7	-0,7
* El signo positivo indica presión y el negativo succión.		

Calculo de la velocidad de viento de diseño a una altura total mayor a 8 m y menor de 10 m.

V (km/h)	h (m)	Vh (km/h)
100	9	97.71

Velocidad de viento igual a 100 km/h en toda su altura.

Calculo de presión de viento

C	Vh (km/h)	Ph (kgf/m ²)	Ph (N/m ²)
1.5	97.71	71.602464	702.42017

5.4.3 Carga de Sismo

Para el presente proyecto se utilizará el Método de análisis estático, donde se ha considerado lo siguiente:

Sismo estático Horizontal de diseño = $0.5 W_s$

Sismo estático vertical de diseño = $0.3 W_s$

W_s = peso del soporte

5.4.4 Carga de Mantenimiento

Se está considerando un peso adicional para el montaje y el mantenimiento de 150 daN (deca Newton).

5.5 Evaluación de cargas internas

Para el cálculo de las cargas internas sobre los elementos se ha utilizado el programa, método por elementos finitos del Solidworks en el cual se han modelado espacialmente el soporte con todos sus elementos.

5.6 Deformaciones

Los máximos desplazamiento horizontales que se produce sobre el extremo superior del soporte debe ser menor que el máximo permisible: $H_{sop} / 300$.

Donde: H_{sop} = Altura total del soporte

Desplazamiento máximo permisible = 0.01786 m

El valor de la deformación calculada será bajo las carga de servicio normal es decir sin factorar (factor igual a 1).

Máximo desplazamiento del Msc Nastran:

0.00317m < 0.01786m

5.7 Calculo Estructural

D.C.L.

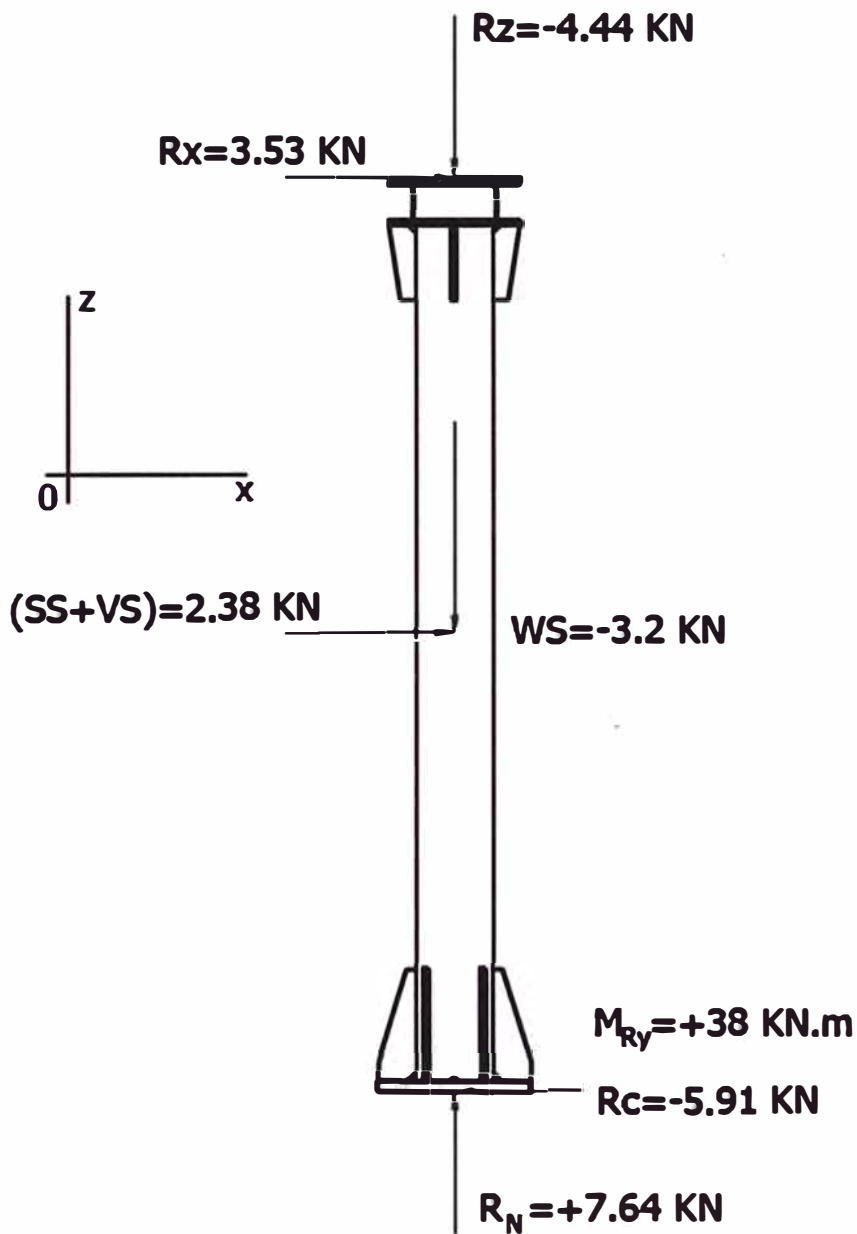


Fig. 5.5

5.7.1 Análisis de las Fuerzas en el punto superior y en la base del soporte

$$R_z = W_E + S_E(z) + S_S(z) = -4.44 \text{ KN}$$

$$R_x = V_T + T_D + S_E(x,y) + V_E(x,y) = 3.53 \text{ KN}$$

En el punto centro de la base del soporte se tiene R_N , R_C , R_y

$$R_N = R_z + W_S + S_E(z) + S_S(z) = +7.64 \text{ KN (Fuerza de Reacción normal en la base)}$$

$$R_{C_x} = R_x + S_S(x,y) + V_S(x,y) = -5.91 \text{ KN (Fuerza de Corte en la base en el eje x)}$$

5.7.2 Análisis de los Momentos Flectores

En el punto centro de la base del soporte en el eje y (+).

Donde h es altura del soporte; D1, D2 y D3 son las distancias del punto de aplicación de la fuerzas al punto superior del soporte en el que se considera nivel de referencia igual a cero. Ver figura 6.1 del capítulo 6.

$$M_{1y} = (V_T + T_D) * (D_1 + h) = +14.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{2y} = [S_E(x,y) + V_E] * (D_2 + h) = +12.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{3y} = S_S(x,y) * h = 8.35 \text{ KN.m, (caso crítico)}$$

$$M_y = V_S * h / 2 = 2.21 \text{ KN.m}$$

Entonces el momento resultante en el eje y (+) es

$$M_{R_y} = M_{1y} + M_{2y} + M_{3y} + M_y = +38 \text{ KN.m}$$

$$M_{R_x} = 38 \text{ KN.m (es un tubo cuadrado)}$$

Se tiene como columna estructural tubular cuadrado de 8''x8''x1/4'' en acero A36.

Propiedades del Material:

$$E = 29000 \text{ Ksi} = 200 \text{ GPa}$$

$$F_y = 36 \text{ Ksi} = 248.2 \text{ MPa (A36)}$$

Valores de Demanda hallados:

$$P_u = 1.7 \text{ Klb} = 7.54 \text{ KN (Compresión)}$$

$$M_{ux} = M_{Rx} = 336.3 \text{ Klb-in} = 38 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = M_{Ry} = 336.3 \text{ Klb-in} = 38 \text{ KN.m}$$

$$L = 211.024 \text{ in} = 2.68 \text{ m}$$

Parámetros del Perfil:

Perfil: HSS 8''x8''x1/4''

$$A = 7.59 \text{ in}^2, I = 75.1 \text{ in}^4, S = 18.8 \text{ in}^3, r = 3.15 \text{ in}, Z = 21.9 \text{ in}^3,$$

$$K = 2.1 \text{ (Longitud efectiva de columna) tabla 5.2}$$

Tabla 5.2

Las líneas entrecortadas muestran la forma pandeada de la columna	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son parecidas a las ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Símbolos para las condiciones de extremo	<p> Rotación y traslación impedidos Rotación libre y traslación impedida Rotación impedida y traslación libre Rotación y traslación libres </p>					

Longitudes efectivas de columnas para distintos extremos

5.7.3 Esfuerzos de Compresión

Relación de esbeltez de la columna:

Si $\frac{KL}{r} < 200 \rightarrow$ si cumple

Calculando:

$\frac{KL}{r} = 140.68 < 200$ (si cumple)

Formula de Euler: $\frac{P}{A} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = F_e$

$F_e = 14.46 \text{ Ksi} = 99.7 \text{ MPa}$

5.7.4 Esfuerzo crítico del elemento columna (F_{cr})

1. Si $\frac{KL}{r} \leq 4.71 * \left(\sqrt{\frac{E}{F_y}} \right)$ o $(F_e \geq 0.44F_y)$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad \text{Ecuación E3-2 del AISC}$$

$$4.71 * \left(\sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) = 133.68$$

2. Si $\frac{KL}{r} > 4.71 * \left(\sqrt{\frac{E}{F_y}} \right)$ o $(F_e < 0.44F_y)$

$$F_{cr} = 0.877 F_y \quad \text{Ecuación E3-3 del AISC}$$

Luego: $F_{cr} = 31.57 \text{ Ksi} = 217.7 \text{ MPa}$

Resistencia nominal a la compresión axial (P_n):

$$P_n = A \cdot F_{cr} = 239.63 \text{ Klb} = 1066 \text{ KN}$$

Resistencia de Diseño a la compresión axial (P_d):

$$\phi_c = 0.9 \quad (\text{Factor de resistencia en compresión})$$

$$P_d = \phi_c \cdot P_n = 215.67 \text{ Klb} = 959.3 \text{ KN}$$

Luego se debe cumplir que $P_d > P_u$

bien, el perfil pasa por compresión

5.7.5 Esfuerzos de Flexo-Compresión

$P_r = P_u = 1.7 \text{ Klb} = 7.56 \text{ KN}$ Resistencia requerida a la compresión axial

$P_c = \phi_c \cdot P_n = 215.67 \text{ Klb} = 959.3 \text{ KN}$ Resistencia de diseño a la compresión axial

$M_{r_x} = 336.30 \text{ Klb} \cdot \text{in} = 38 \text{ KN} \cdot \text{m}$ Resistencia requerida a flexión **xx**

$M_{r_y} = 336.30 \text{ Klb} \cdot \text{in} = 38 \text{ KN} \cdot \text{m}$ Resistencia requerida a flexión **yy**

Esbeltez y Compacidad (Tablas B4.1a y B4.1b del AISC 2010 v22)

$t = 0.2500 \text{ in} = 6.35 \text{ mm}$

$b = b_f - 2t$

$b = 7.50 \text{ in} = 190.5 \text{ mm}$

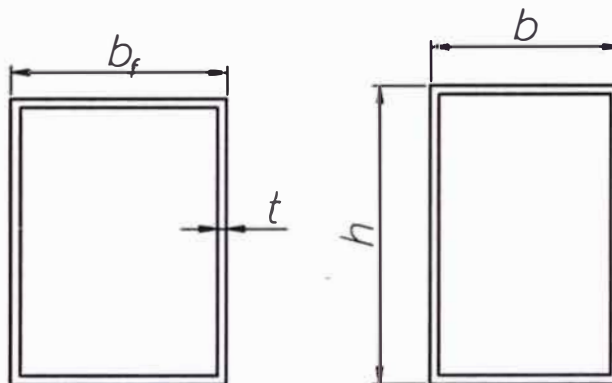
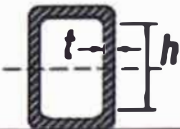



Fig. 5.6

Tabla 5.3

Almas de tubos rectangulares y secciones cajón.	h/t	$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Alas de secciones tubulares y secciones cajón de espesor uniforme.	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

$$\lambda_p = \lambda_r = \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 28.38$$

Compacidad:

Ala compacta: $\lambda_p = 1.12 * \left(\sqrt{\frac{E}{F_y}} \right)$

$$\lambda_r = 1.4 * \left(\sqrt{\frac{E}{F_y}} \right)$$

Se tiene que $\frac{b}{t} = 30$

Si $\frac{b}{t} < \text{mín} (\lambda_p) = 31.79 \rightarrow$ es ala compacta

Alma compacta: $\lambda_p = 2.42 * \left(\sqrt{\frac{E}{F_y}} \right)$

$$\lambda_r = 5.7 * \left(\sqrt{\frac{E}{F_y}} \right)$$

Si $\frac{b}{t} < \text{mín} (\lambda_r) = 39.74 \rightarrow$ es alma compacta

Parametro	λ_p	λ_r	
$\sqrt{(E/F_y)}$	28.38	28.38	
ALA	31.79	39.74	COMPACTA
ALMA	68.69	161.78	COMPACTA

Esbeltez:

Ala esbelta: $\lambda_r = 1.4 * \left(\sqrt{\frac{E}{F_y}} \right)$

Si $\frac{b}{t} < \lambda_r = 39.74 \rightarrow$ es ala esbelta

Alma esbelta: $\lambda_r = 1.4 * \left(\sqrt{\frac{E}{F_y}}\right)$

Si $\frac{b}{t} < \lambda_r = 39.74 \rightarrow$ es alma esbelta

Parametro	λ_r	
$\sqrt{(E/F_y)}$	28.38	
ALA	39.74	ESBELTA
ALMA	39.74	ESBELTA

Luego:

$M_n = M_p = Z \cdot F_y = 788.40 \text{ Klb-in} = 89.08 \text{ KN.m}$ Resistencia de flexión nominal

$\Phi_b = 0.9$ Factor de Resistencia en flexión

$M_c = \Phi_b \cdot M_n = 709.56 \text{ Klb-in} = 80.17 \text{ KN.m}$ Resistencia de diseño a flexión

$P_r/P_c = 0.008$

a) Para $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad \text{Ecuación H1-1a del AISC}$$

b) Para $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad \text{Ecuación H1-1b del AISC}$$

Como $\frac{P_r}{P_c} = 0.006 < 0.2 \rightarrow$ calculamos $\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) = 0.952 < 1.0$

bien, cumple por flexo compresión.

5.8 Reportes de las simulaciones de los Software

5.8.1 Reporte del Nastran

- MODELO 3D
- REPORTES DE CARGAS INTERNAS
- CATALOGO DEL EQUIPO

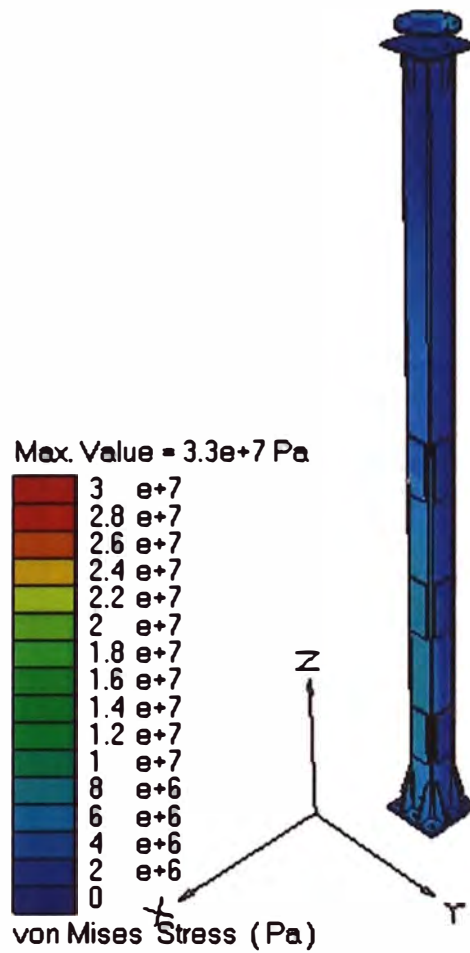
MODELO 3D



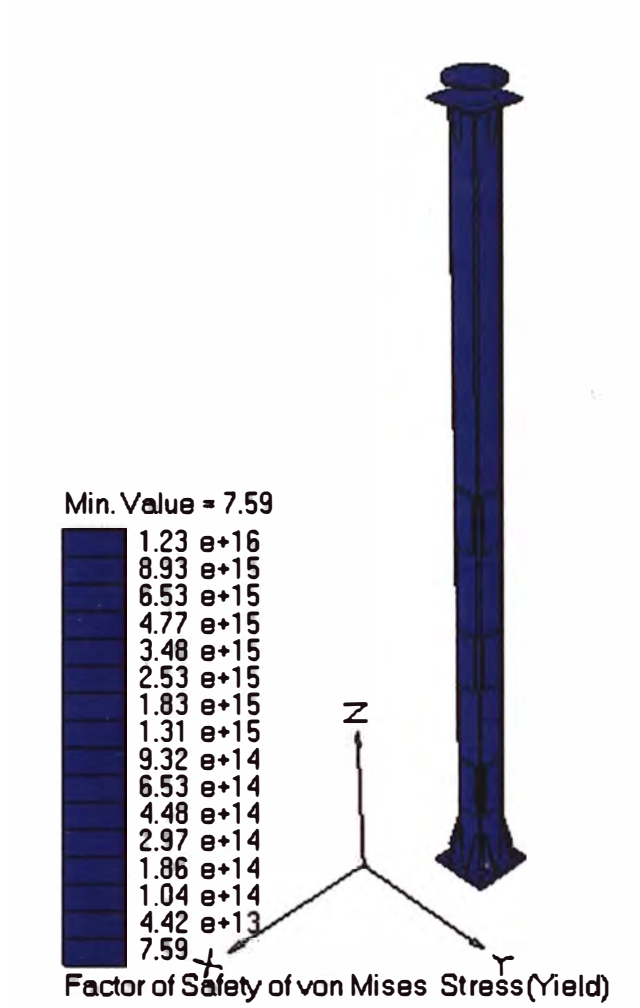
REPORTES DE CARGAS INTERNAS MÉTODO ELÁSTICO

CASO 1

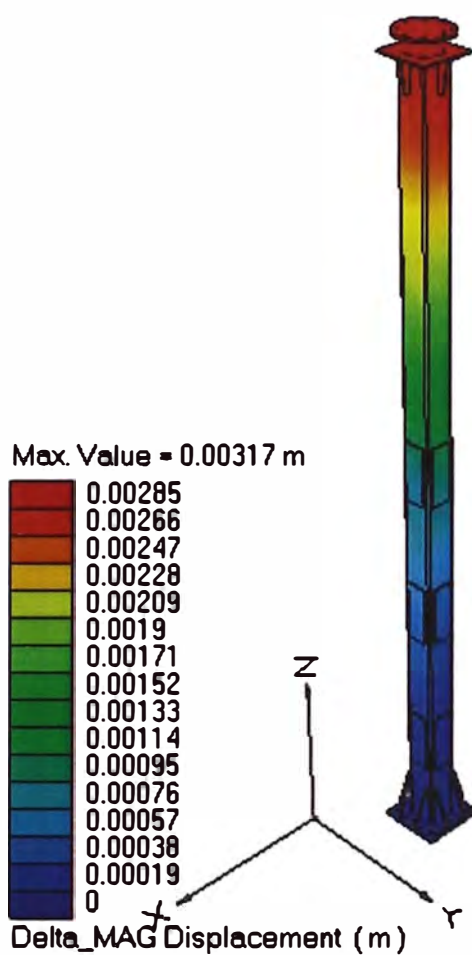
- Criterio de Von Mises esfuerzo máximo = 33 MPa



Factor de Seguridad mínimo = 7.59

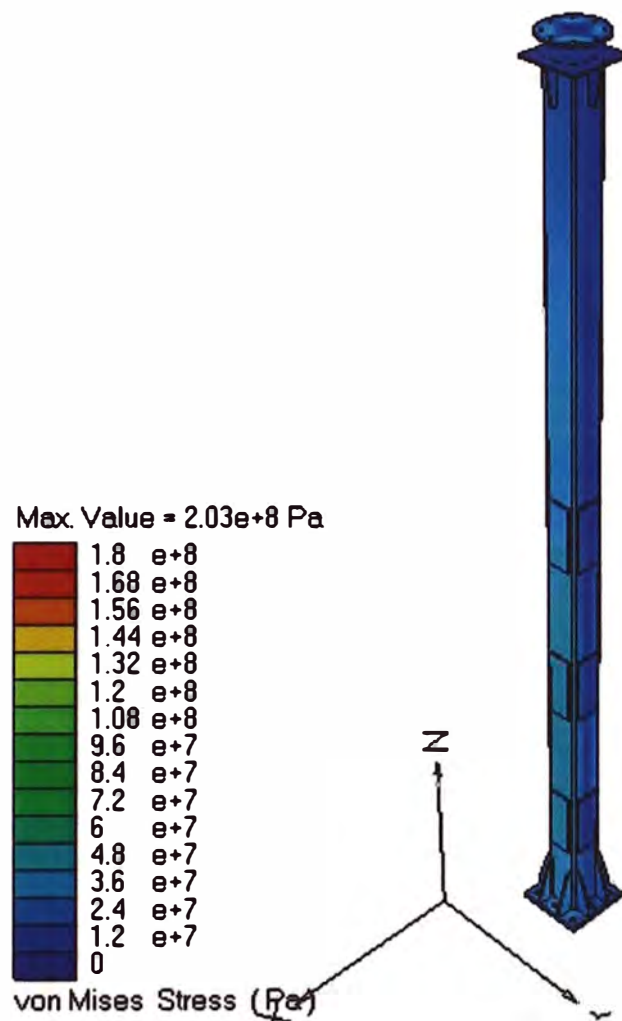


- Desplazamiento máximo = 0.00317 m

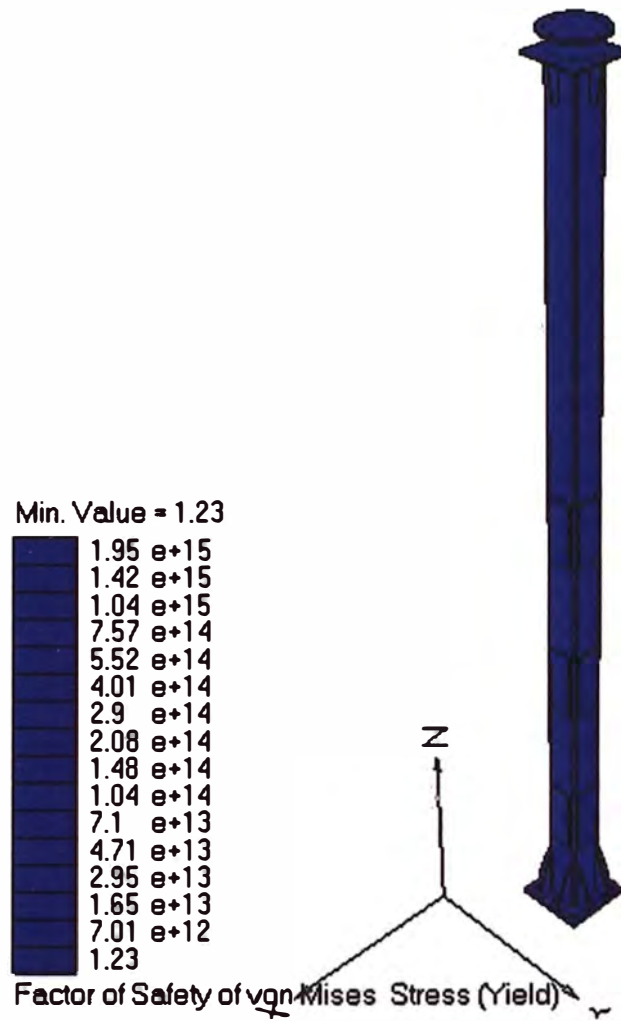


CASO 2

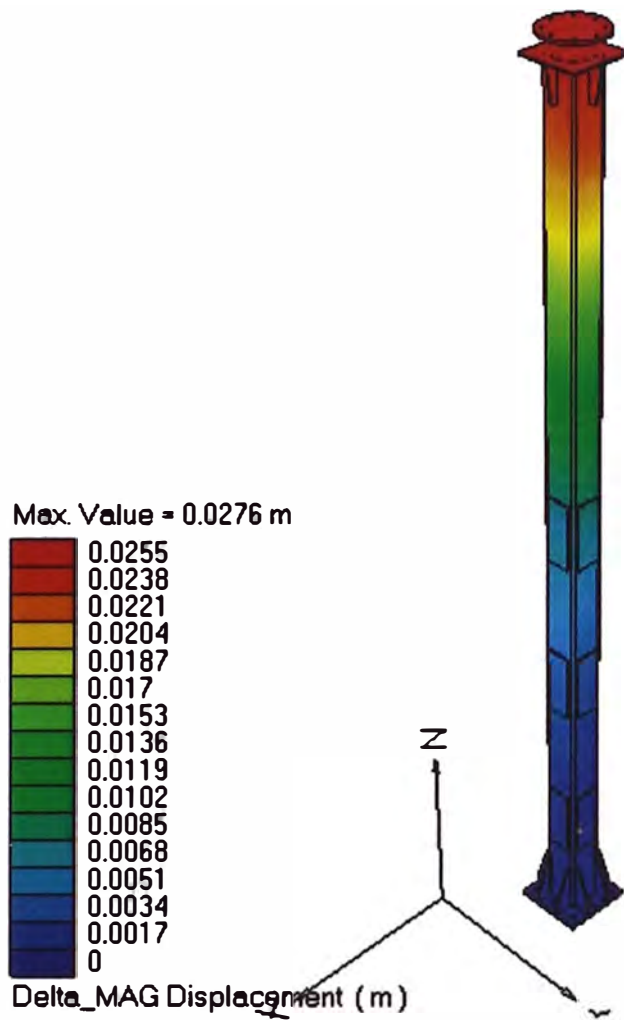
Criterio de Von Mises esfuerzo máximo = 203 MPa



- Factor de Seguridad mínimo = 1.23

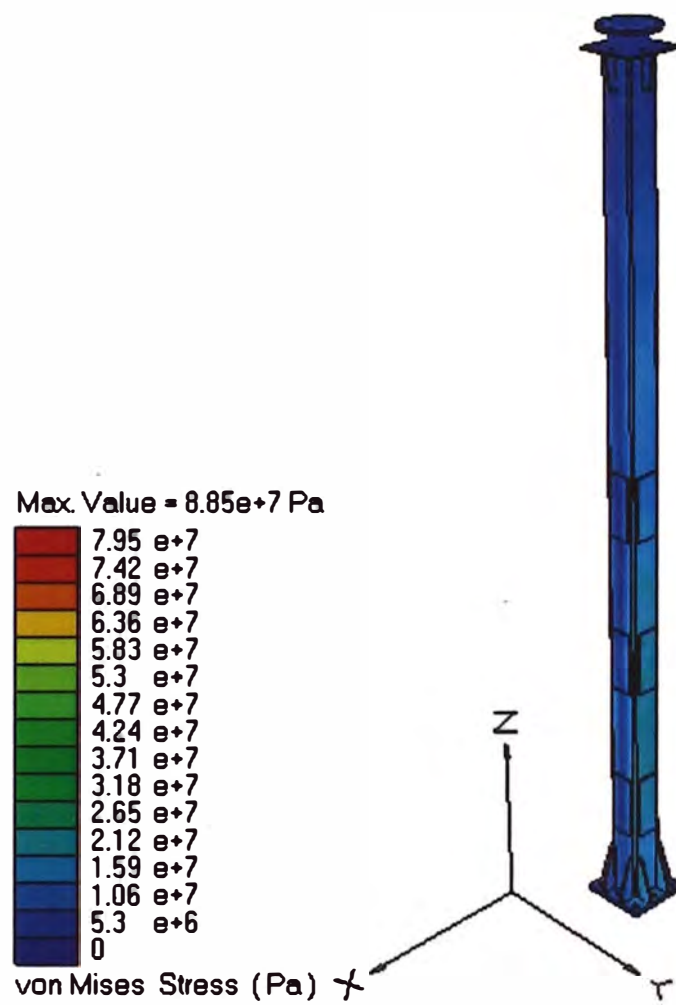


- Desplazamiento máximo = 0.0276 m

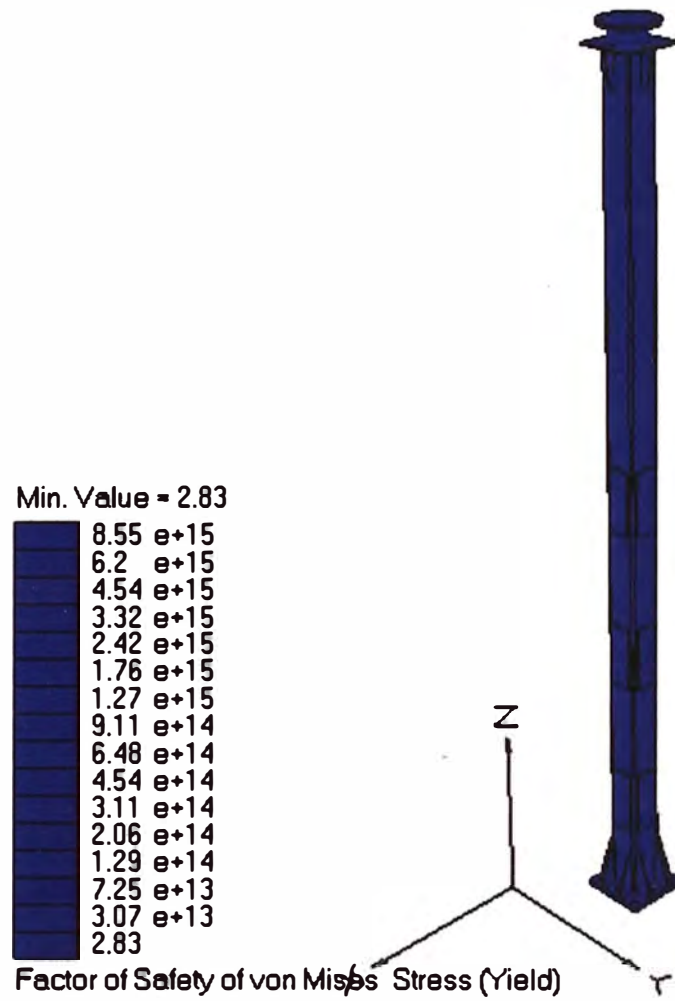


CASO 3

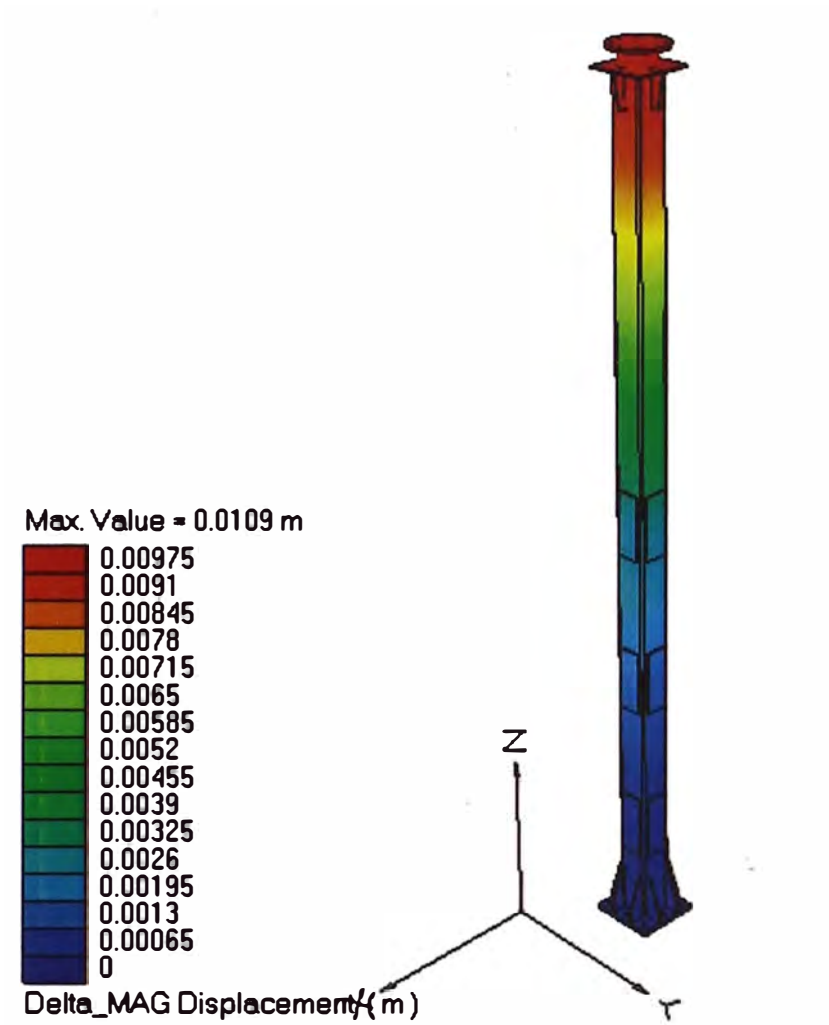
Criterio de Von Mises esfuerzo máximo = 88.5 MPa



- Factor de Seguridad mínimo = 2.83

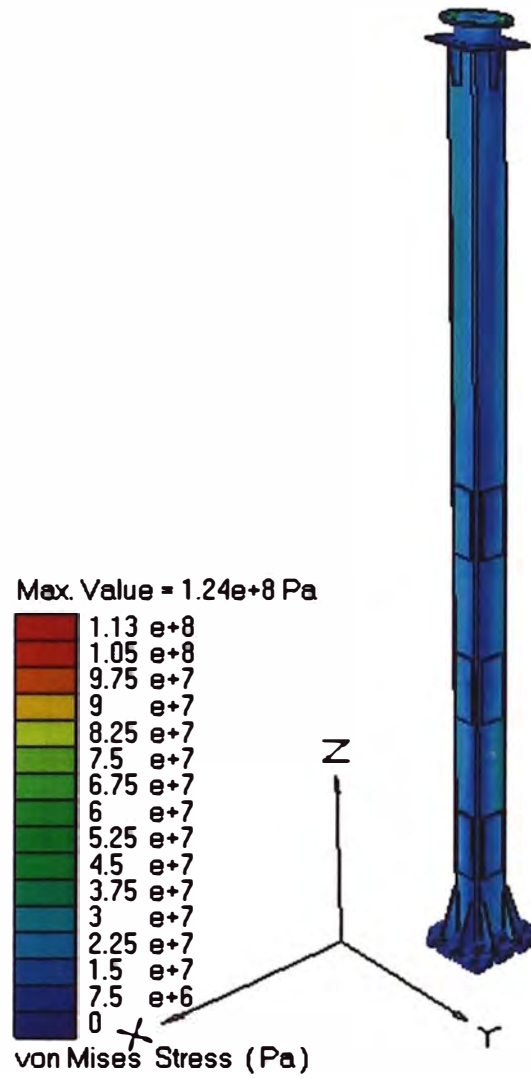


- Desplazamiento máximo = 0.0109 m

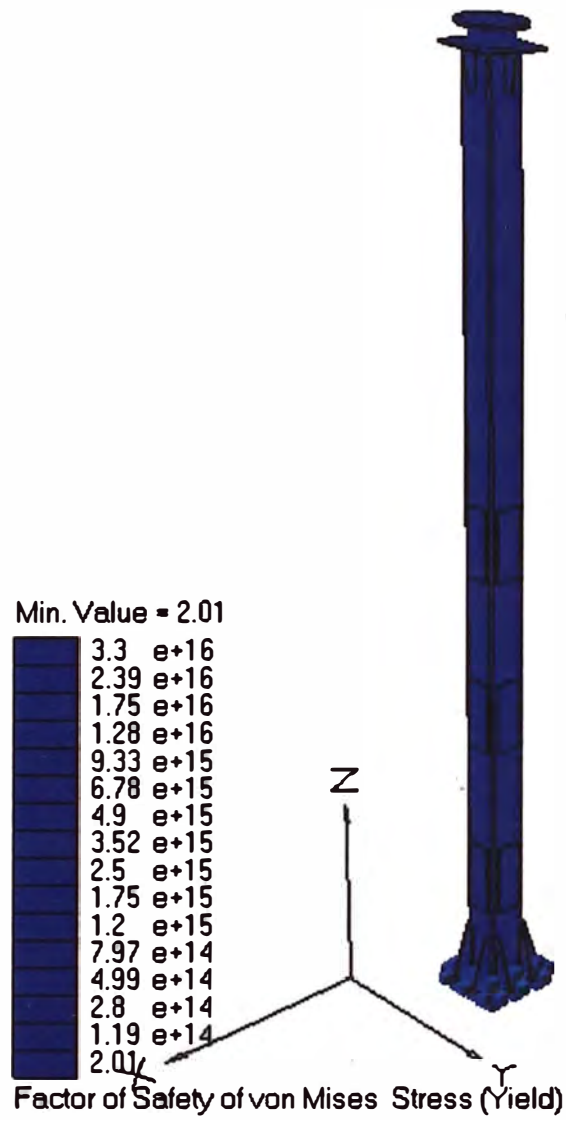


CASO 4

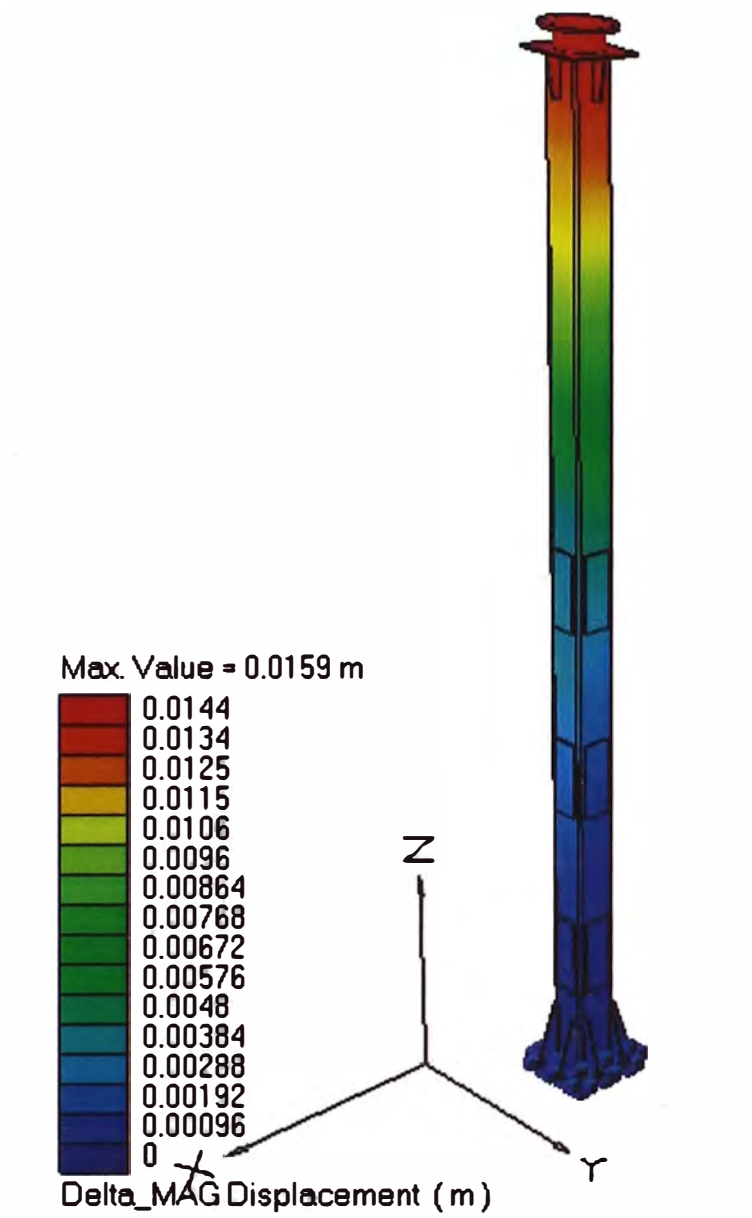
Criterio de Von Mises esfuerzo máximo = 124 MPa



- Factor de Seguridad mínimo = 2.01



- Desplazamiento máximo = 0.0159 m



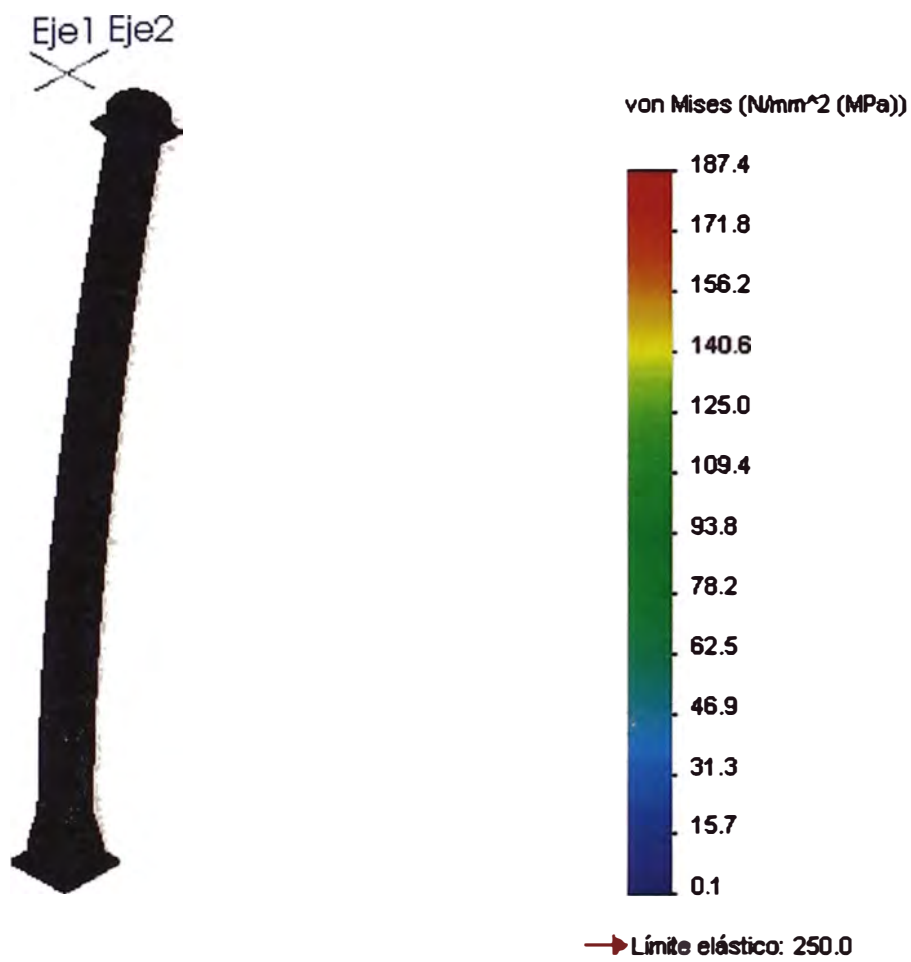
5.8.2 Reporte del Solidworks



5.8.2.1 Análisis estático y enmallado

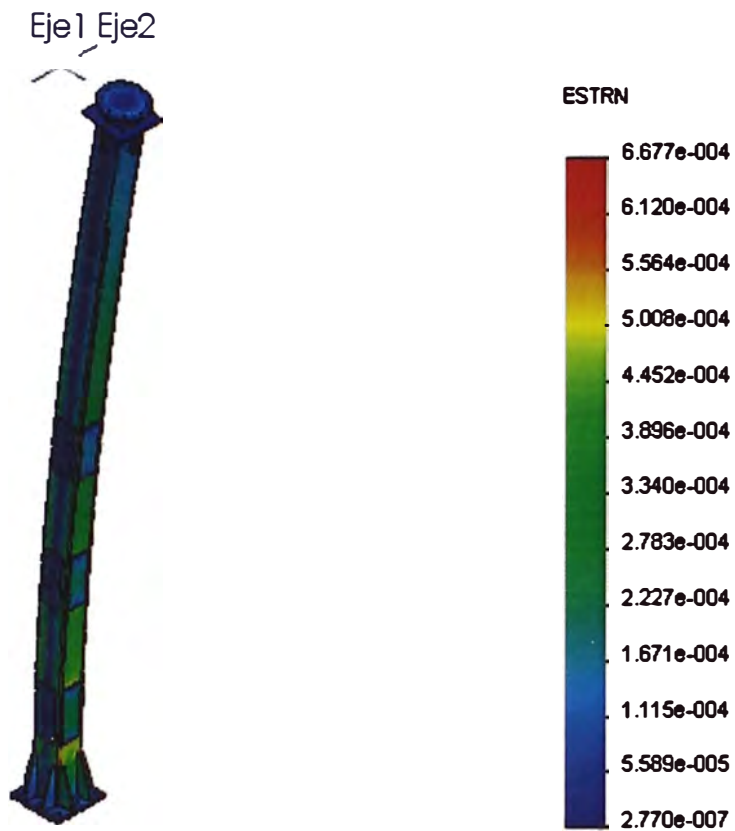


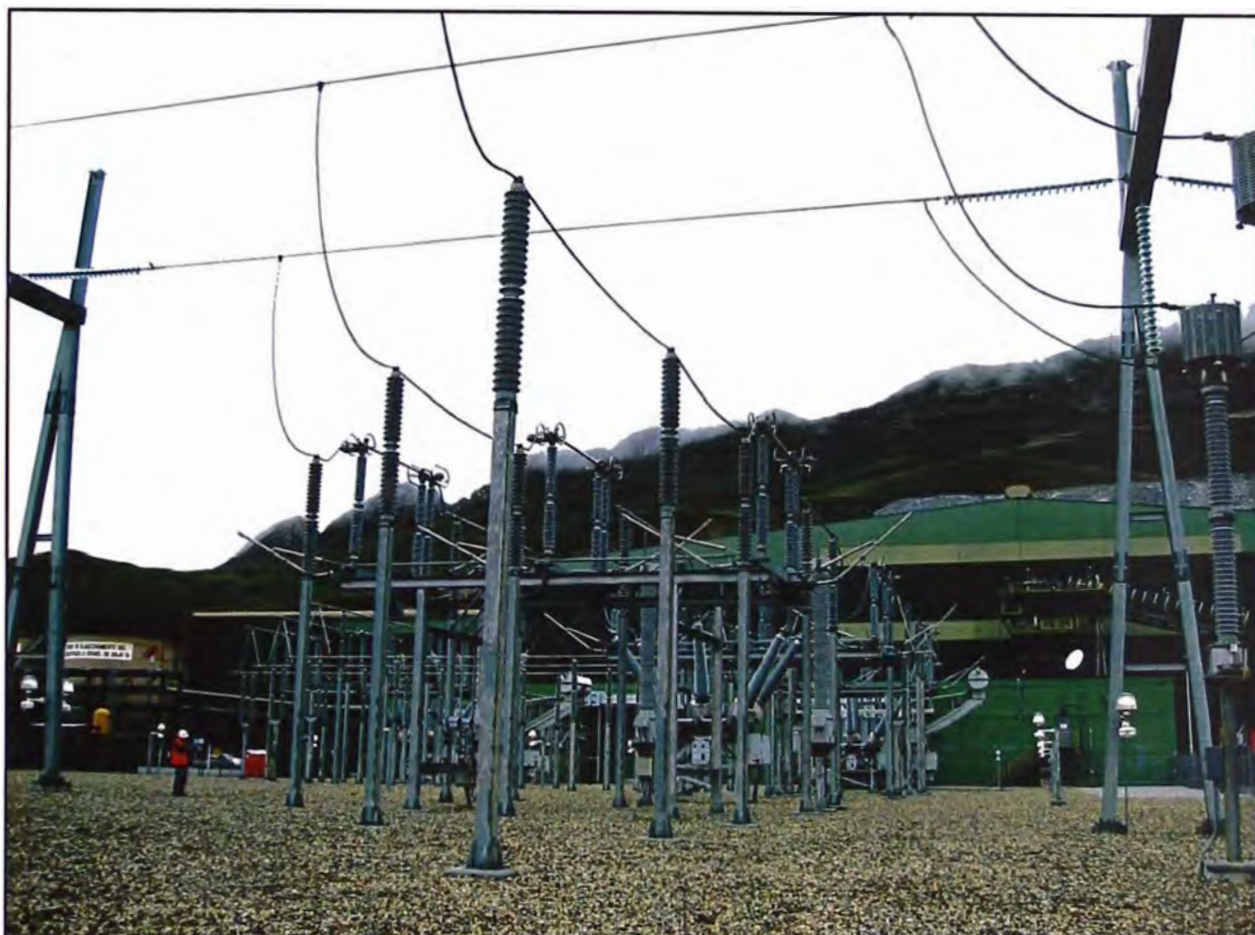
Von Mises esfuerzo máximo= 187.4 MPa



$$FS = \frac{250}{187.4} = 1.3$$

Deformación unitaria





**Imagen 5.1 PROGRAMA DE EXPANSIÓN DEL SISTEMA DE POTENCIA,
de la Compañía Minera situada en la región de Ancash.**



Imagen 5.2 Subestación eléctrica de la Minera



Imagen 5.3 Equipo del aislador más el soporte estructural

CONCLUSIONES

Criterio de Von Mises esfuerzo máximo = $1.24 \cdot 10^8$ Pa

Máximo desplazamiento = 0.00317 m

Factor de Seguridad mínimo = 1.23

1. El soporte de equipo está cumpliendo con el diseño mecánico referido a las especificaciones del factor de seguridad, para las cargas axiales y el desplazamiento permisible. Estamos dentro del rango de valores permisibles.
2. El Factor de Seguridad nos da un valor igual a 1.23 en el Nastran y de 1.3 en el caso del Solidworks. Por lo que se concluye que $FS > 1$ (si pasa).
3. El valor del esfuerzo de Von Mises es igual a 203 MPa en el Nastran y 187.4 MPa en el caso del Solidworks. Lo que indica que el soporte es resistente a dichas cargas.
4. El cálculo efectuado según norma AISC 2010, valida la resistencia del soporte. Por lo tanto en el montaje e instalación del soporte y equipo estará seguro n la.
5. Toda simulación en software debe ser verificada y validada con el cálculo estructural pues el calculista o diseñador es quien selecciona la lista de materiales a utilizar.
6. Las Normas Técnicas Peruanas (NTP) deben ser aplicadas y adaptadas de acuerdo a la realidad nacional basados en los estándares internacionales que han sido ya estudiados. Desarrollando así las normas y reglamentos propios para la industria peruana.

RECOMENDACIONES

1. Es necesario el uso adecuado de implementos de seguridad necesarios para el ingreso a la subestación eléctrica en Ancash al hacer el levantamiento de información. Realizar charlas de seguridad antes de ingresar a la sub-estación.
2. Se determinan los datos de cargas en Newton (S.I.). Coordinar información y/o datos técnicos con las tres disciplinas de la ingeniería: Civil, Mecánica y Eléctrica para hacer del Proyecto viable, seguro, cumpliendo con los requerimientos del cliente. La cimentación es diseñada por el Ingeniero Civil.
3. Para el diseño y análisis de los perfiles usamos los SOFTWARE DE DISEÑO DE INGENIERIA Solid Works y Msc Nastran. En la ingeniería de detalle con un plano y como adicional una hoja de cálculo desarrollado.
4. Usar software de preferencia de libre uso (Open Source) como el OpenFOAM y lenguajes de programación GNU octave, python. No limitarse ni depender de un software en particular.
5. Hacer el cálculo estructural en las condiciones menos favorables, es decir en el caso más crítico posible de las condiciones dadas.
6. Dar un margen de sobre cargas convenientemente para asegurar así las condiciones de resistencia en caso de sobrecarga de fuerzas tanto en las direcciones de los ejes **x, y, z**.
7. Consolidarse en aplicar bien los cursos de Ciencias de la Ingeniería como Diseño Mecánico, Resistencia de Materiales, Mecánica de Solido y Calculo de Elementos de Máquinas para el presente. Complementando con la Gestión de Proyectos, Gestión Integral de la Calidad en el control y seguimiento del proyecto de ingeniería.

BIBLIOGRAFIA:

Resistencia de Materiales 1, Ing. Cueva Pacheco Ronald (UNI Mecánica).

Diseño de Estructuras de Acero. Método ASD. Jack C. Mc Cormac, 4^{ta} edición.

Diseño de Estructuras de Acero. Método LRFD. Jack C. Mc Cormac.

Diseño Estructural en Acero, UNI Luis Zapata Baglietto 2^{da} edición 1994

Diseño de Elementos de Maquinas, Mott Robert L. 4^{ta} edición 2006.

Introducción al Estudio del Elemento Finito, Chandrupadtla y Belegundu. 2^{da} edición.

Manual AISC (American Institute of Steel Construction) 2010.

NTE – E.30 (Norma Técnica de Edificación – Estructuras Sismo Resistentes).

NTE – E.90 (Norma Técnica de Edificación – Estructuras Metálicas).

ANEXOS**CATALOGO DEL EQUIPO**

*** - Numero di modello (30622), marchio di fabbrica, anno di fabbricazione.

*** - Trade mark, production year, our drw. Nr.(30622)

** - Numero di modello, marchio di fabbrica, anno di fabbricazione.

** - Trade mark, production year, our drw. Nr.

PARTI METALLICHE: Ghisa malleabile o sferoidale zincata

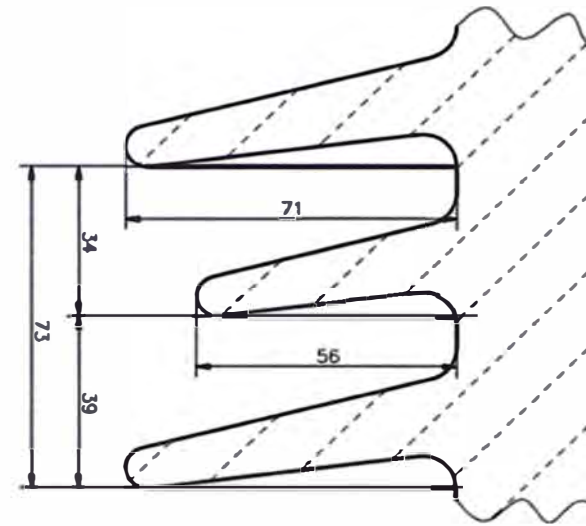
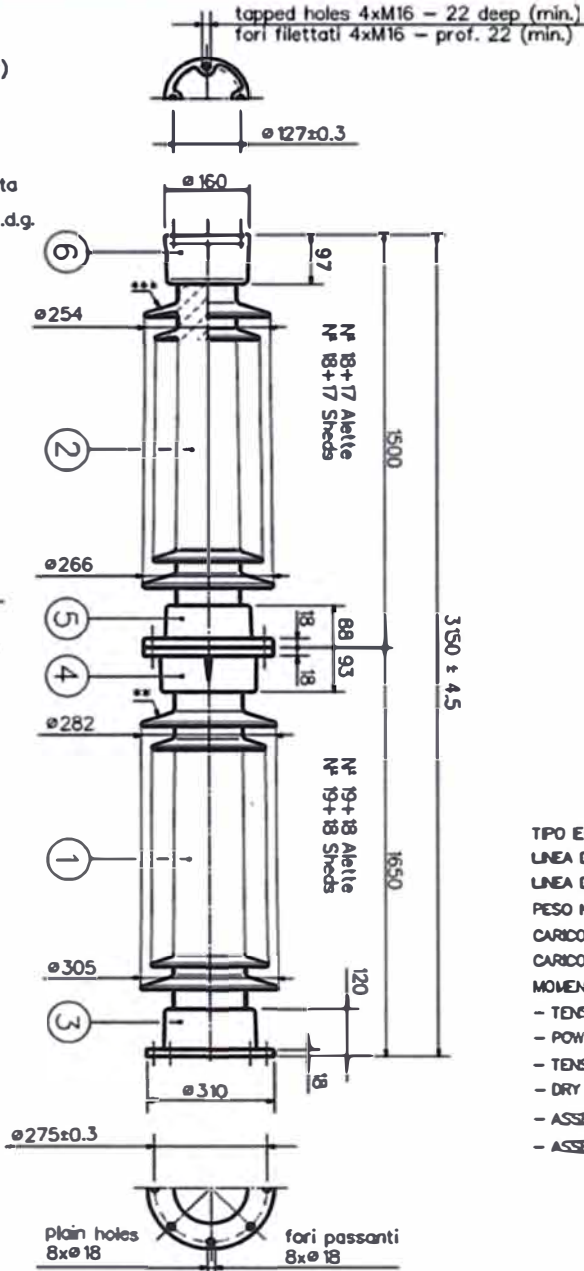
METAL FITTINGS: Malleable or spheroidal cast iron h.d.g.

PORCELLANA: tipo C-130 (secondo norma IEC 672-3)

PORCELAIN: C-130 type (according to IEC 672-3)

Le dimensioni sono in millimetri.

The dimensions are in millimeters.



- DATI TECNICI - TECHNICAL DATA -

TPO IEC - IEC TYPE	C8-1425 cl. II
LINEA DI FUGA TOTALE - TOTAL CREEPAGE DISTANCE	10500 mm
LINEA DI FUGA PROTETTA A 90° - PROTECTED CREEPAGE DISTANCE (90°)	4350 mm
PESO NETTO - NET WEIGHT	273 Kg
CARICO DI ROTTURA A FLESSIONE - BENDING STRENGTH	8 kN
CARICO DI ROTTURA A TORSIONE - TORSIONAL STRENGTH	6 kNxm
MOMENTO FLETTENTE IN TESTA - BENDING MOMENT AT THE TOP	6.5 kNxm
- TENSIONE DI TENUTA SOTTO PIOGGIA A FREQUENZA INDUSTRIALE	630 kV
- POWER FREQUENCY WET WITHSTAND VOLTAGE	630 kV
- TENSIONE DI TENUTA AD IMPULSO ATMOSFERICO	1425 kV
- DRY LIGHTNING IMPULSE WITHSTAND VOLTAGE	1425 kV
- ASSEMBLAGGIO TRA PARTI METALLICHE E PORCELLANA	Cemento Portland
- ASSEMBLY OF THE METAL FITTINGS WITH THE PORCELAIN	Portland cement

MODIFICHE MODIFICATIONS	TOLERANZE SULLE DIMENSIONI NON VINCUTE TOL. A 200 mm ± (0.024 + 0.1) mm D. LINE. 200 mm ± (0.024 + 0.1) mm	TOLERANZE SU TUTTE LE DIMENSIONI, UNLESS OTHERWISE SPECIFIED: ± 0.200 mm ± (0.024 + 0.1) mm ± 0.200 mm ± (0.024 + 0.1) mm	VER. SCELTA APP. SCELTA	POS. MODELLO - MODEL DATA - DATE	SCALA - SCALE	DESIGNO DRAWING	PARTI METALLICHE METAL FITTINGS
A							6 S.2964
B							5 S.2974
C	21/01/09	ORGAN - ORGAN		27/11/00			4 S.2920
D							3 S.2967
E							2 S.2966
							1 S.3066
							0 S.3062

Es. data riveduta, questo disegno è considerato a terzi senza nostra autorizzazione scritta.
 This drawing must not be copied or passed to a third party without our written consent.

CERAMIC INSULATORS LIVORNO S.r.l.

30666+

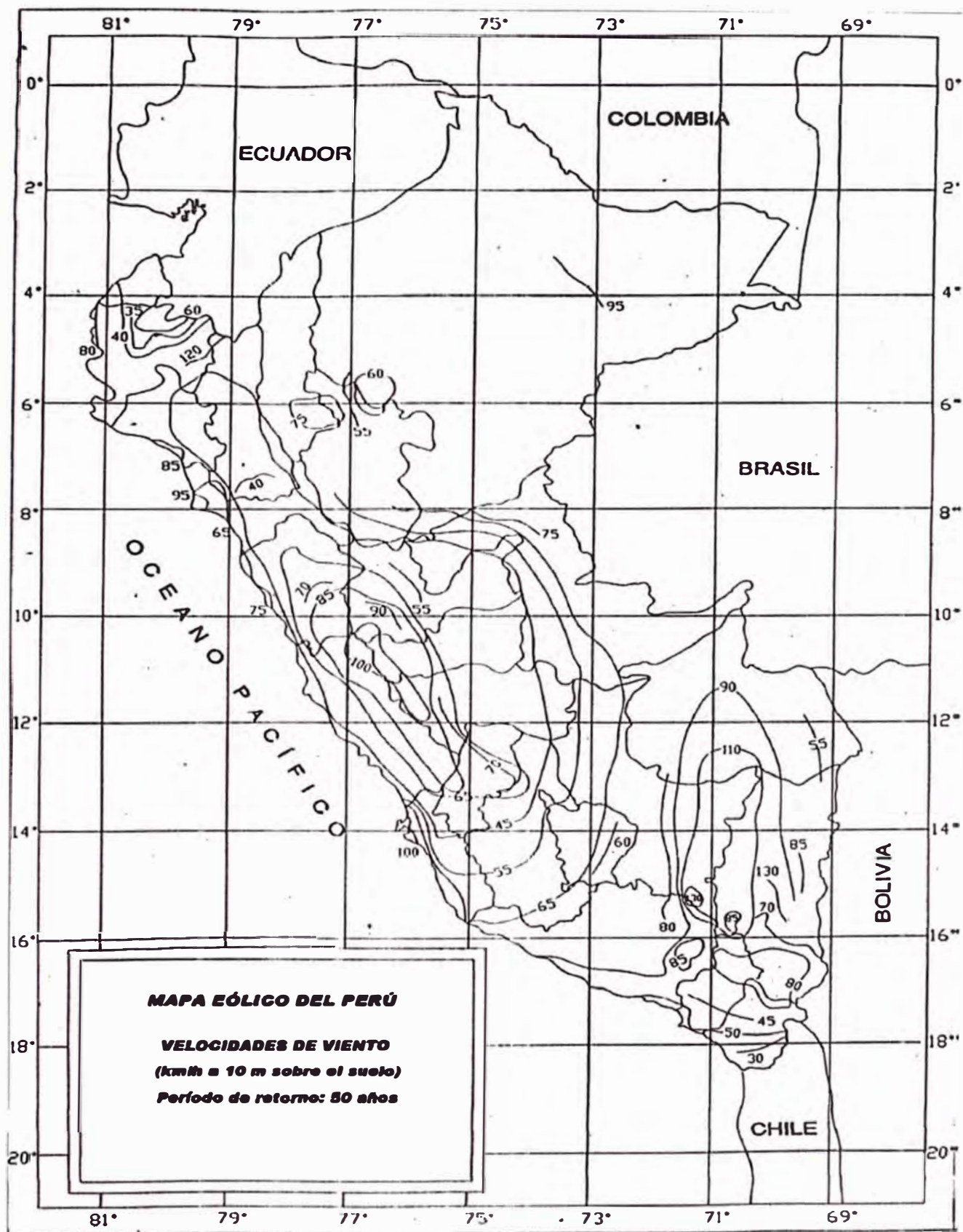
30667

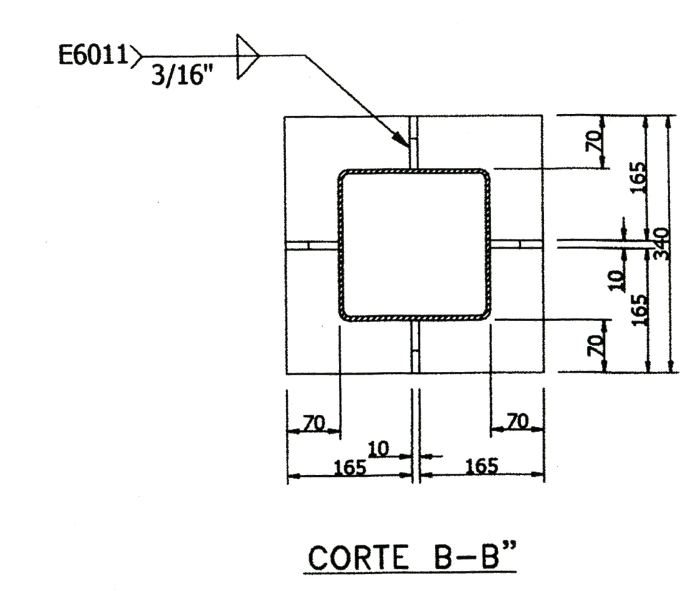
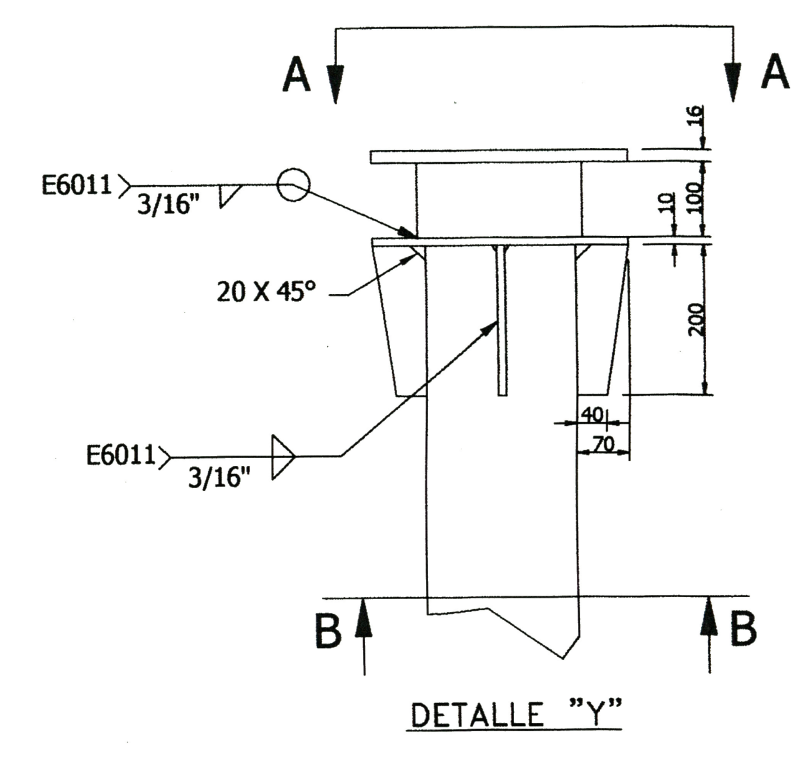
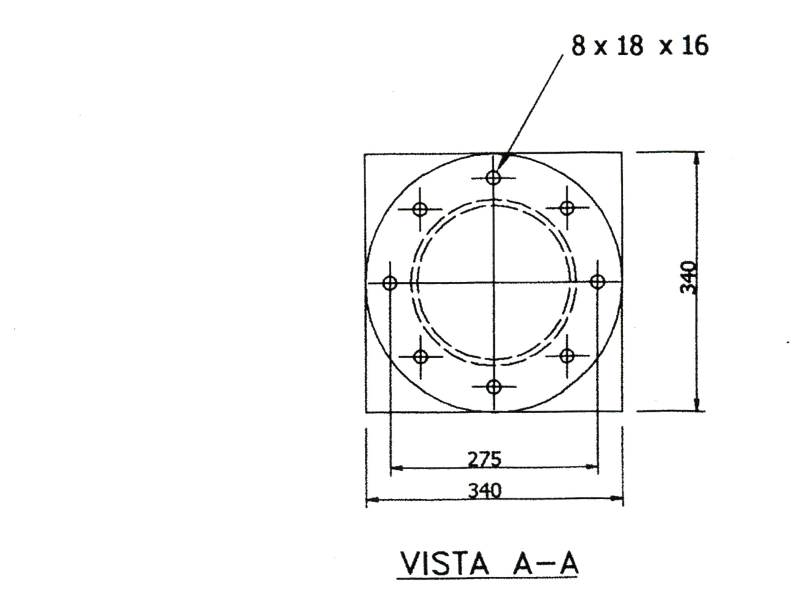
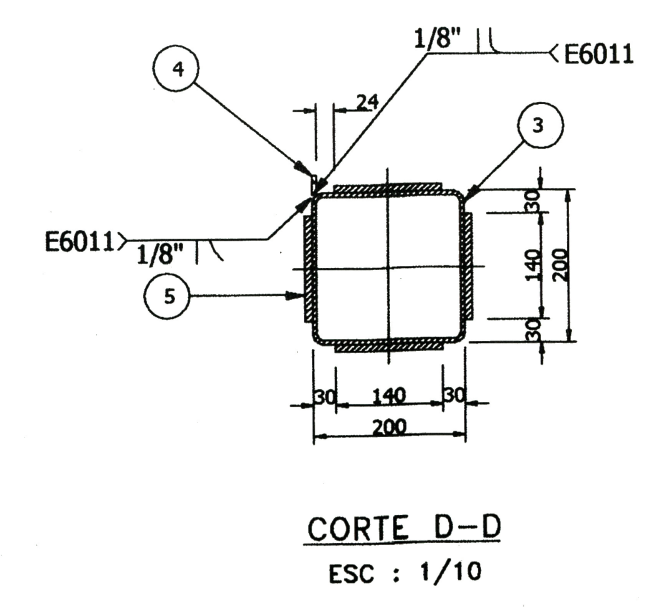
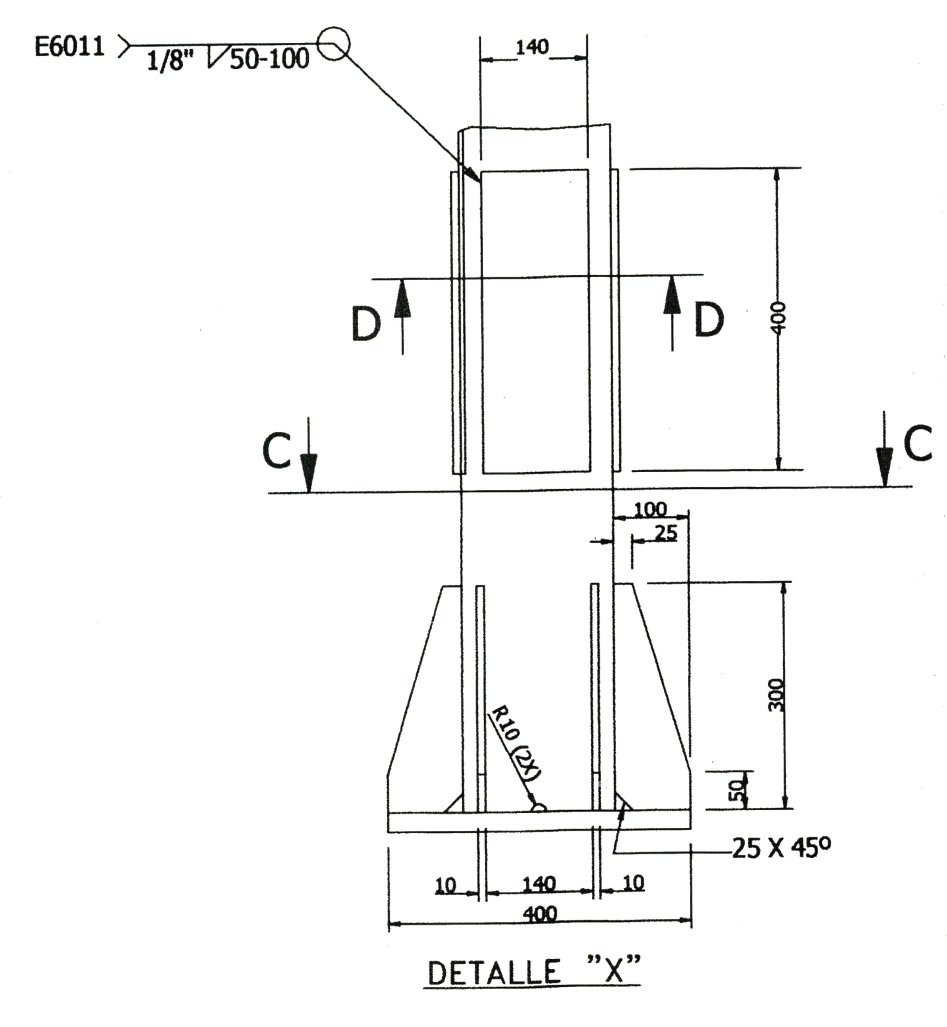
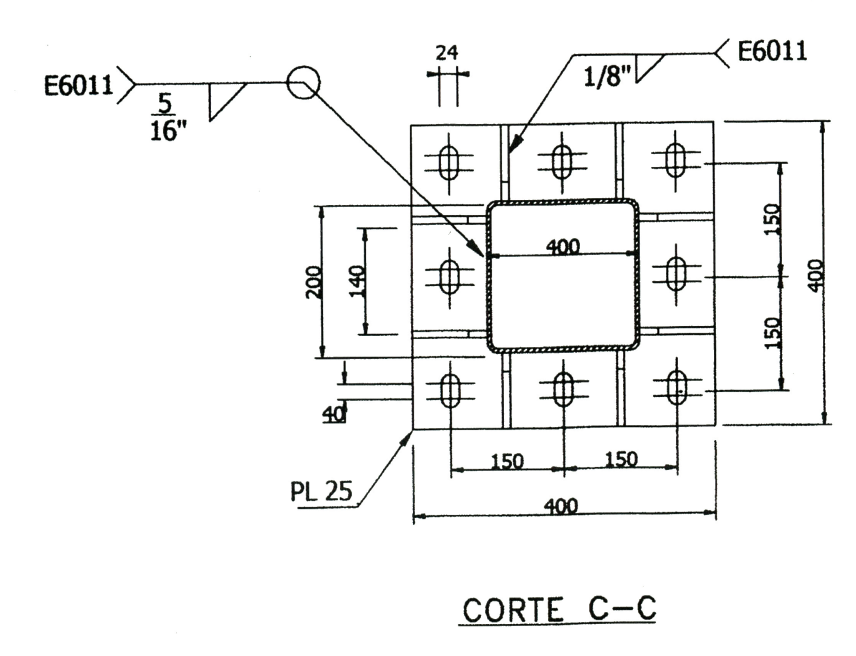
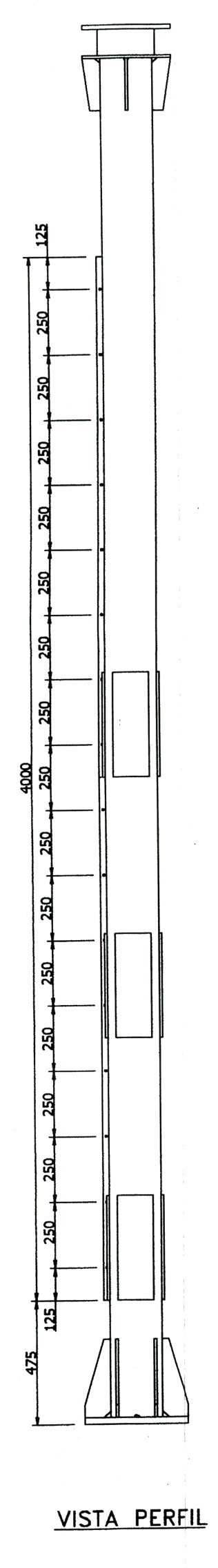
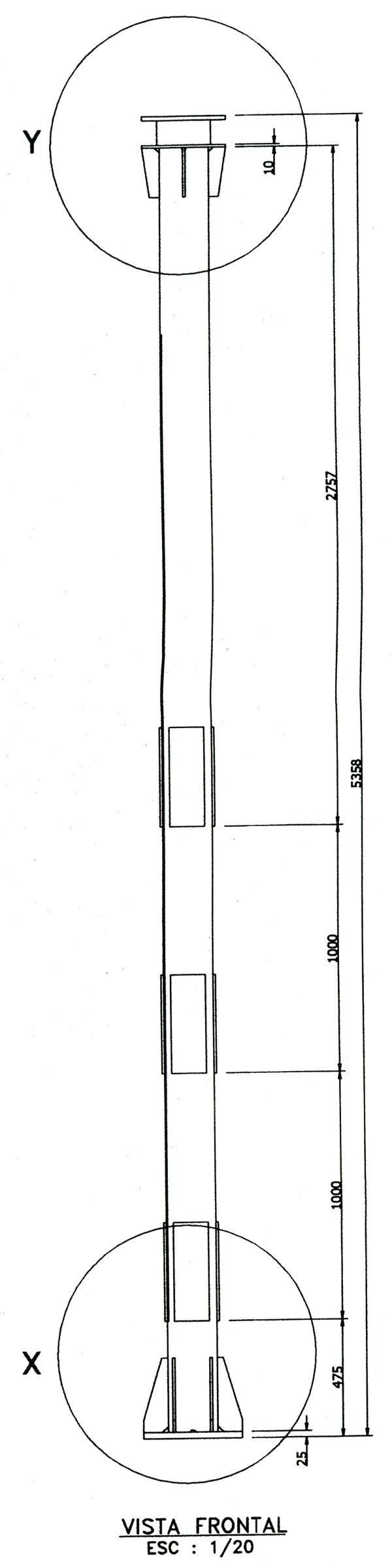
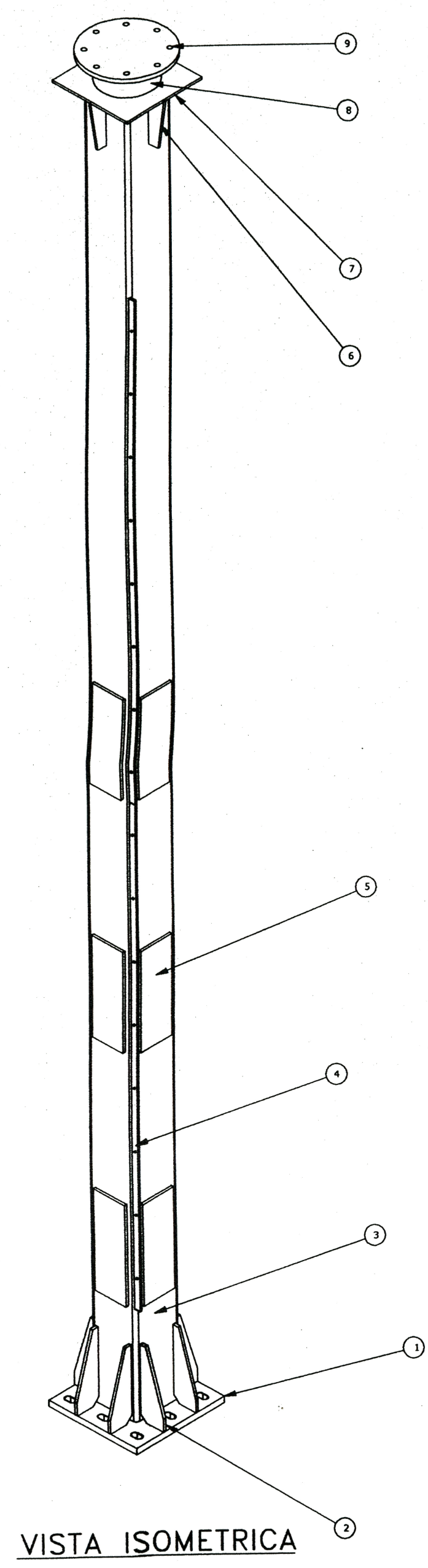
70571

Tabla del AISC

Dimensions		Properties**							
		Nominal* Size	Wall Thickness	Weight per ft	Area	<i>I</i>	<i>S</i>	<i>r</i>	<i>J</i>
In.	In.	lb	In. ²	In. ⁴	In. ³	In.	In. ⁴	In. ³	
8x8	0.6250	5/8	59.32	17.4	153	38.3	2.96	258	47.2
	0.5000	1/2	48.85	14.4	131	32.9	3.03	217	39.7
	0.3750	3/8	37.69	11.1	106	26.4	3.09	170	31.3
	0.3125	5/16	31.84	9.36	90.9	22.7	3.12	145	26.7
	0.2500	1/4	25.82	7.59	75.1	18.8	3.15	118	21.9
	0.1875	3/16	19.63	5.77	58.2	14.6	3.18	90.6	16.8
7x7	0.6250	5/8	50.81	14.9	97.5	27.9	2.56	166	34.8
	0.5000	1/2	42.05	12.4	84.6	24.2	2.62	141	29.6
	0.3750	3/8	32.58	9.58	68.7	19.6	2.68	112	23.5
	0.3125	5/16	27.59	8.11	59.5	17.0	2.71	95.6	20.1
	0.2500	1/4	22.42	6.59	49.4	14.1	2.74	78.3	16.5
	0.1875	3/16	17.08	5.02	38.5	11.0	2.77	60.2	12.7
6x6	0.6250	5/8	42.30	12.4	57.3	19.1	2.15	99.5	24.3
	0.5000	1/2	35.24	10.4	50.5	16.8	2.21	85.6	20.9
	0.3750	3/8	27.48	8.08	41.6	13.9	2.27	68.5	16.8
	0.3125	5/16	23.34	6.86	36.3	12.1	2.30	58.9	14.4
	0.2500	1/4	19.02	5.59	30.3	10.1	2.33	48.5	11.9
	0.1875	3/16	14.53	4.27	23.8	7.93	2.36	37.5	9.24
	0.1250	1/8	9.86	2.90	16.5	5.52	2.39	25.7	6.35

MAPA EÓLICO DEL PERÚ





ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:
 -ACERO ESTRUCTURAL:
 PERFILES TUBULAR Y PLANCHAS ASTM A36 Fy=2500 kg/cm2
 -GALVANIZADO:
 POR INMERSIÓN EN CALIENTE DE ACUERDO A LAS NORMAS ASTM A123, A153 Y A143
 PERFILES: 130 micras
 PERNERIA: 71 micras
 -SOLDADURA:
 ELECTRODOS AWS E6011 Fu=3500 kg/cm2
 -TOLERANCIAS DIMENSIONALES:
 SEGÚN PUBLICACIÓN ASTM A-6

NOTAS:
 1.- TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN DADAS EN mm, EXCEPTO LAS INDICADAS
 2.- BISELADO EN LOS BORDES EXTERNOS DE LOS AGUJEROS DE 2mmX45°

PESO TOTAL DEL SOPORTE (kg)					332.29	
9	1	PL 340x340x16	---	---	14.52	14.52
8	1	T ø 8"	100	---	4.25	4.25
7	1	PL 340x340x10	---	---	14.52	14.52
6	4	PL 200x70x10	---	---	1.09	4.39
5	12	PL 400x140x10	---	---	4.39	52.8
4	1	Pt 4000x25.4x6.35	---	---	5.06	5.06
3	1	T 200x200x6	5207	---	186.51	186.51
2	8	PL 300x100x10	---	---	2.36	18.84
1	1	PL 400x400x25	---	---	31.4	31.4
POS.	CANT.	DESIGNACIÓN	LONGITUD		PESO (Kg)	
			mm	TOTAL	UNIT	TOTAL

LISTA DE MATERIALES-SOPORTE AISLADOR							
DIBUJO	J.C.Q.	ESCALA	SOPORTE ESTRUCTURAL DE ACERO PARA AISLADOR RIGIDO DE 220 KV A.T.				
DISEÑO	S.P.P.R.	IND.					
APROBÓ	A.O.H.B.	FECHA					
NORMA		09-02-15					
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA MECÁNICA					PLANO N°	01	N°
					SUSTITUYE A		1